



Ricardo Nuno Jesus Martins

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Efeito da água subterrânea no projeto, escavação e exploração de túneis

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Professora Doutora Ildi Cismasiu

Arguente: Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão

Vogal: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro, 2016

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Faculdade de Ciências e Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

Efeito da água subterrânea no projeto, escavação e exploração de túneis

Por

Ricardo Nuno Jesus Martins

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Perfil de Construção

Orientador: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra

Lisboa

2016

Efeito da água subterrânea no projeto, escavação e exploração de túneis

Copyright © Ricardo Nuno Jesus Martins, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Aos meus pais e irmã

Agradecimentos

Expresso o meu mais sincero agradecimento ao meu orientador, Professor Doutor João Paulo Bilé Serra, pela máxima disponibilidade que demonstrou em me ajudar ao longo deste trabalho, assim como pelo seu enorme apoio, ajuda, preocupação, motivação e transmissão de conhecimento. Um grande e sincero Obrigado Professor.

Quero também agradecer a todos os professores da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, dos quais fui aluno, por todos os conhecimentos que me transmitiram, em especial aos docentes do Departamento de Engenharia Civil. O meu muito Obrigado.

Agradeço também aos meus pais e à minha irmã por sempre terem acreditado em mim, apesar das minhas inúmeras derrotas, e pelos esforços que fizeram para que eu pudesse alcançar este meu objetivo, abdicando em muitas situações de outros sonhos pessoais. Amo-vos.

Por fim agradeço aos meus colegas e amigos, sem mencionar ninguém em detrimento de outros, pela amizade, pela ajuda e companheirismo que partilhamos ao longo dos anos de curso e que esperamos manter por muitos anos.

A construção de um túnel é cada vez mais condicionada pelos tempos de contratação da obra a executar.

A presença de água num meio onde seja necessária a construção de um túnel é normalmente associada a atrasos na construção que podem ser bastante significativos e causar problemas graves.

Logo é necessário conhecer as origens da água, saber qual o seu comportamento nos diferentes tipos de solos ou rochas a remover e prever métodos construtivos adequados de forma a lidar com a água sem que esta cause atrasos ou acidentes na obra.

Esta dissertação pretende contribuir para a sumarização dos problemas causados pela água na construção de um túnel, desde a fase de projeto, passando pela fase construtiva e pela entrada em funcionamento do túnel. Analisa-se a forma com a água pode estar presente no maciço, os fenómenos que dão origem à presença de água no interior do túnel a escavar, os modos como ali pode afluir, os efeitos que pode causar na fase construtiva e na fase de exploração e exemplifica-se com o conhecimento de casos reais de acidentes provocados pela presença de água na construção e exploração de túneis.

Várias situações de acidentes que afetaram e tiveram consequências gravosas para pessoas e bens, não ligados à construção de túneis, são situações que com maior conhecimento da origem e causas da água na construção de túneis, se pretende evitar futuramente.

Palavras-Chave: Túnel, Água, Acidentes, Lençóis freáticos, Projeto, Construção.

Abstract

The tunnel construction is, nowadays, more and more conditioned by schedule constraints of the construction work to be executed.

The water presence in a field where tunnel construction is needed is always associated to delays that can be very meaningful in construction and can cause serious problems.

Consequently, it's necessary to know the water origins, know what behavior in different types of soils or rocks to remove and to foresee the appropriate construction methods in order to deal with water without this causing delays or accidents at work.

This master dissertation aims to contribute to the summarization of the problems caused by water in a tunnel construction, from the project phase through the construction implementation into operation.

We analyze the way the water may be present in the rock mass, the phenomena that give raise to the presence of water inside the tunnel digging, the ways in which there can flow, the effects it can cause in the construction and exploitation phases and we exemplify it with the knowledge of real cases of accidents caused by the presence of water in the tunnels construction and exploitation.

Situations where accidents had very serious consequences, from human to financial, not only for the tunnel construction work but also to the surroundings, including people and goods not related to work were affected, which, with more knowledge, is to be avoided in the future.

Keywords: Tunnel, Water, Accidents, Groundwater, Project, Construction

Índice geral do texto

Capítulo 1	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização do trabalho.....	3
Capítulo 2	5
2.1 Fenómenos hidráulicos	5
2.1.1 Percolação em meios com porosidade difusa (Solos).....	6
2.1.2 Percolação em maciços rochosos.....	8
2.1.3 Água em regime estacionário ou permanente.....	19
2.1.4 Efeito da permeabilidade do meio no regime hidrogeológico	27
2.1.5 Água com excesso de pressão.....	28
2.2 Deformabilidade e perda de resistência.....	29
2.3 Ações químicas de degradação devidas à presença de água, em rochas	41
Capítulo 3	43
3.1 Efeitos na fase de escavação e construção.....	44
3.1.1 Efeito da erosão interna na escavação de túneis	49
3.1.2 Afluência de água em alguns casos reais.....	53
3.1.3 Problemas devidos a elevada carga hidráulica em alguns casos reais	57
3.1.4 Problemas devidos a deformabilidade e perda de resistência em alguns casos reais	60
3.1.5 Problemas devidos à ação química	62
3.2 Efeitos na fase de exploração	64
Capítulo 4	69
4.1 Medidas de controlo da presença de água na fase de construção	69
4.2 Medidas de controlo e reparação devido à presença de água na fase de exploração	91
Capítulo 5	105
Referências Bibliográficas	107
Anexo I	119
Anexo II	151

Índice de Figuras

Figura 2.1- Esquematização de um exemplo de aquíferos (Reclamation Managing Water in the West, 2009)	6
Figura 2.2- Linhas equipotenciais (tracejado) e de fluxo em torno de um túnel com pressão constante. (Lei, 2000).....	7
Figura 2.3 - Entrada de água no túnel Marzano, em Itália num maciço rochoso associado a fluxo difuso. (Coli, 2013)	9
Figura 2.4 – Definição e campo de validade dos vários regimes de fluxo, numa fratura rochosa. (Singhal, 1999)	13
Figura 2.5 – Esquema de um mapa geológico com a subdivisão em 4 zonas de fluxo de água no maciço rochoso (Coli, 2013).....	15
Figura 2.6- Túnel circular num aquífero semi-infinito com nível freático horizontal. (Tani, 2003).....	19
Figura 2.7 – Comparação entre os valores de caudais dados pelas fórmulas de aproximação e caudal exato.	21
Figura 2.8 – Gráfico da diferença relativa entre as diversas aproximações dadas na Tabela 2.6 e o valor exato do caudal gravítico.....	22
Figura 2.9- Relação entre caudal escoado em função da cobertura e altura de água acima do túnel. (Chisyaki, 1984).....	23
Figura 2.10 – Variação das linhas equipotenciais num meio ortotrópico. (Chisyaki, 1984).....	24
Figura 2.11 – Variação das linhas equipotenciais, em função da distância ao estrato impermeável. (Chisyaki, 1984).....	24
Figura 2.12 – Relação entre caudais e permeabilidades (Chisyaki, 1984).....	25
Figura 2.13- Relação entre caudais escoados e distâncias ao substrato impermeável. (Chisyaki, 1984)	26
Figura 2.14 - Túnel em aquífero não confinado. (Meiri, 1985)	27
Figura 2.15- Relação entre Q'/Q_0 e l/R	28
Figura 2.16 - Representação das tensões principais no solo em 3D, segundo o eixo z. (Kolymbas, 2005)	30
Figura 2.17 – Condições de fronteira no maciço (Torres & Labuz, 2006)	31
Figura 2.18- Representação do estado de tensão após a escavação, num aro circular. (Torres & Labuz, 2006)	32
Figura 2.19- Representação de tensões num meio elástico linear. (Kolymbas, 2005)	33
Figura 2.20– Curva de reação do maciço elástico (Kolymbas, 2005).....	34
Figura 2.21– Fronteira elasto-plástica (Torres & Labuz, 2006)	35

Figura 2.22- Pressão interna crítica (Torres & Labuz, 2006).....	35
Figura 2.23- Campo de tensões em meio elasto-plástico. (Kolymbas, 2005)	37
Figura 2.24- Curva de reação do terreno num meio com coesão. (Kolymbas, 2005)	38
Figura 2.25- Representação da formação de uma chaminé, devido ao colapso da frente de escavação. (Cornejo L. , 1989).....	39
Figura 2.26 – Paraboloide formado após o colapso da frente de escavação. (Cornejo L. , 1989).....	40
Figura 3.1 – Quatro tipos de erosão interna. (Bonelli, 2012)	50
Figura 3.2 – Condições para existência de erosão interna, segundo Garner e Fannin. (Bonelli, 2012)	52
Figura 3.3 – Classes de erosão dos solos, segundo Briaud (Bonelli, 2012)	53
Figura 3.4 – Construção do túnel Karaburma. (Energoprojekt, 2011).....	54
Figura 3.5 – Perfil do meio de escavação. (Konishi S. T., 2005).....	54
Figura 3.6 – Saída de água de um poço de drenagem (Konishi S. &., 2005).....	55
Figura 3.7 – Exemplo de um colapso da frente de escavação no túnel de Sambongihara. (Konishi S. T., 2005)	55
Figura 3.8- Túnel de esgoto da rua Langstaff, Toronto, após a conclusão. (Wallis P. , Tunnel Talk, 2009)	56
Figura 3.9- Portal, do segundo túnel Heinenoord, para bicicletas. (apdency, 2015).....	57
Figura 3.10-Entrada do túnel para abastecimento de água de rega, Orange-fish. (Marais, s.d.).....	58
Figura 3.11- Fendilhação do revestimento devido à pressão da água no maciço, no túnel de Gibel Gibe II. (Wallis P. , Tunnel Talk, 2010)	59
Figura 3.12 – A linha amarela indica o traçado aproximado do túnel. (Kenyon, 2013)	60
Figura 3.13 – Cratera subaquática formada pelo colapso do túnel, numa imagem de um levantamento hidrográfico da guarda costeira Japonesa. (Kenyon, 2013).	61
Figura 3.14 – Cratera superficial formada na linha de metro número 5 do metro de Seul. Lee & Cho (2008) em (Wong K. L., 2015).....	61
Figura 3.15- Cratera no túnel do metro de Los Angeles. (Wong K. L., 2015).....	62
Figura 3.16- Exemplo dos danos causados por ataque de corrosão em armaduras. (foto do autor).....	63
Figura 3.17 – Eflorescências com visível alteração de cor do material do revestimento e queda de blocos. (Gomes, 2008).....	63
Figura 3.18 – Acidente no túnel de Oslofjord. (NRK, 2000)	64
Figura 3.19- Zona sombra. (Thomas, 2008).....	66
Figura 4.1 – Mecanismo de subsidência (Karlsrud, 2014).....	73

Figura 4.2 - Método de escavação de solos e rochas macias, com utilização de ar comprimido. (Preene, 2012)	76
Figura 4.3 – Método de escavação com utilização de Earth Pressure Balance. (Preene, 2012).....	76
Figura 4.4 – Esquema de drenagem em avanço. (Apuentes)	77
Figura 4.5 – Drenagem de água, no portal do túnel. (Apuentes).....	78
Figura 4.6 – Corte de secção de um túnel com esquema de drenagem. (Apuentes)	78
Figura 4.7- Dreno pontual (GeoConsult, 1995)	80
Figura 4.8 – Exemplo da área de aplicação de grouting em redor da secção do túnel (Grøv, Introduction to water control in Norwegian tunnelling, 2014).	81
Figura 4.9- Perfil transversal do método construtivo por enfilagens. (Wittke, 2002).....	82
Figura 4.10- Início da construção do túnel ferroviário Dernbach, na Alemanha, com o método de enfilagens. (Wittke, 2002).....	82
Figura 4.11 – Esquema dos poços de bombagem efetuados no túnel Sambongihara. (Konishi S. T., 2005)	83
Figura 4.12 - Membrana de impermeabilização (GeoConsult, 1995)	85
Figura 4.13- Exemplo da fase construtiva de impermeabilização com utilização de membrana de impermeabilização. (Engenharia e Construção, 2015).....	86
Figura 4.14- Sistema de impermeabilização. Modificado de (Justo J. M., 2006)	87
Figura 4.15 – Elementos de ligação membrana impermeável, malha de aço. (SCT, 2016).....	88
Figura 4.16 – Perda de água do betão. (Thomas, 2008).....	89
Figura 4.17 – Aspeto do revestimento após a aplicação da primeira camada de betão projetado. (SCT, 2016)	90
Figura 4.18 – Exemplo de uma cofragem tipo para um revestimento em betão armado em túneis escavados. Assinaladas com um círculo, as janelas na cofragem, para vibração do betão. (SCT, 2016)	91
Figura 4.19 – Equipamento para inspeção visual e perfuração. (Cheze J. , 2005).....	93
Figura 4.20 – Realização de furo de sondagem, numa inspeção. (Cheze J. , 2005).....	93
Figura 4.21 – Imagem do interior de um furo de sondagem, obtida por endoscopia. (Cheze J. , 2005).....	94
Figura 4.22 – Aspeto de um túnel pedonal sem revestimento (foto do autor).	95
Figura 4.23 – Túnel revestido com chapas de aço esmaltado. (SCT, 2016)	96
Figura 4.24 – Revestimento sem função estrutural, em painel vitrificado para melhorar a iluminação. (SCT, 2016).....	96
Figura 4.25 – Utilização de painéis para ocultar imperfeições do revestimento em betão armado. (SCT, 2016)	97

Figura 4.26 - Juntas de blocos de alvenaria de um túnel, preenchidas com eflorescências. (Cheze J. , 2005)	99
Figura 4.27 – Fendilhação oblíqua com formação de painéis. (Cheze J. , 2005)	99
Figura 4.28 – Fendilhação paralela num hasteal, com passagem de água através do revestimento em betão armado. (Cheze J. , 2005)	100
Figura 4.29 - Ventilador de impulso. (Atric, 2016).....	100
Figura 4.30 - Fissuração num revestimento em betão armado. (SCT, 2016)	101
Figura 4.31 – Manchas de humidade num túnel. Painéis de informação variável fixos na abóbada (SCT, 2016)	102
Figura 4.32 – Manchas de humidade no portal de um túnel e revestimento mal executado. (SCT, 2016)	102
Figura A.I.1 - Método construtivo do Thames Tunnel, patenteado em Janeiro de 1818 por Marc Brunel. Método de escudo. (Thames Tunnel, 2016)	121
Figura A.I.2 - Placa que assinala a importância desta obra, na engenharia civil. (Prasannan, 2007) .	121
Figura A.I.3 - Localização do Thames Tunnel. (Maps, 2016)	122
Figura A.I.4 - Revestimento em alvenaria de tijolo original que foi mantido após reparação do túnel. (Urban75, 2010)	122
Figura A.I.5 - Aspeto atual do revestimento do túnel. (Urban75, 2010).....	122
Figura A.I.6 - Túnel Simpione (Casali & Vozza, s.d.).....	122
Figura A.I.7 - Construção túnel Alpennino (Engrail History, 2010).....	123
Figura A.I.8 - Centro de controlo de tráfego do túnel Mont Blanc. (Tunnelmb, 2010)	124
Figura A.I.9 - Secção tipo do túnel de Mont Blanc, onde se pode ver que debaixo do pavimento rodoviário existem galerias de evacuação pedonal e para circulação de ar fresco. (Tunnelmb, 2010)	124
Figura A.I.10 - Construção da barragem de Funil. (CETENCO Engenharia, 2016).....	124
Figura A.I.11 - Interior do túnel podendo observar-se infiltrações nos hasteais. (Garathun, 2013) ...	125
Figura A.I.12 - Secção do portal do túnel Lieråsen. (Garathun, 2013)	125
Figura A.I.13 - Elementos pré-fabricados da abóbada do túnel de Lieråsen. Imagem obtida numa inspeção estrutural ao túnel em 2002 (Amber Engineering, 2002)	125
Figura A.I.14 - Esquematização do local do acidente.	125
Figura A.I.15 - Água do mar, que escoia para o interior do túnel de serviço do túnel de Seikan. (Kundu-Nagat, 2009).....	126
Figura A.I.16 - Escavação do túnel Gran Sasso. Afluência de água. (Strada dei Parchi spa, s.d.)	127
Figura A.I.17 - Cratera cuja origem pode ter sido o prolongamento da vibração com origem na explosão de desmonte na zona de rocha. (Wong K. L., 2015)	128

Figura A.I.18 - Entrada Norte do túnel de Huguenot. (Zaian, 2012)	128
Figura A.I.19 - Esquematização do local do acidente no Túnel Gibeí.....	128
Figura A.I.20 - Localização do túnel Karaburma, em Belgrado. (Google Maps, 2016)	129
Figura A.I.21 - Secção do túnel Bellosguardo, podendo ver-se parte do túnel piloto ao centro.	129
Figura A.I.22 - Cratera superficial originada. Linha número 5, metro de Seul.....	130
Figura A.I.23 - Dimensão da cratera superficial formada	131
Figura A.I.24 - Autocarro caído na cratera formada no acidente do metro de Munique. (Wong K. L., 2012)	132
Figura A.I.25 - Portal Noroeste do túnel Dernbach. (Ararat, 2001).....	133
Figura A.I.26 - Primeiro colapso da abóbada do túnel. (Wong K. L., 2012)	136
Figura A.I.27 - Mudança de cor dos materiais do revestimento inicial do túnel (Gomes, 2008).....	137
Figura A.I.28 - Deformação da abóbada do túnel (Gomes, 2008)	137
Figura A.I.29 - Execução das enfilagens (Gomes, 2008).....	137
Figura A.I.30 - Sistema de impermeabilização executado (Gomes, 2008)	138
Figura A.I.31 - Aspeto da cratera e danos provocados nos edifícios vizinhos. (Wong K. L., 2012) ..	139
Figura A.I.32 - Aspeto do interior do túnel ferroviário de São Gotardo com linha férrea única por sentido. Este túnel terá um tráfego estimado de 220 a 260 comboios por dia. (Grey, 2016)	139
Figura A.I.33 - Esquema da escavação do reservatório e origem do acidente. Modificado de (Rao). 140	
Figura A.I.34 - Cratera superficial originada.	140
Figura A.I.35 - Dimensão do colapso (Wong K. L., 2012)	141
Figura A.I.36 - Afluência extrema de água ao interior do túnel no projeto hidroeléctrico Kárahnjúkar	142
Figura A.I.37 - Cratera superficial (Wong K. L., 2012).....	143
Figura A.I.38 - Cratera formada nas imediações de edifícios (RMC, 2010).....	143
Figura A.I.39 - Colapso de edifício do Arquivo histórico (Wallis S. , Tunnel Talk, 2010).....	145
Figura A.I.40 - Abertura de cratera no acesso a moradia. (Wong K. L., 2015)	145
Figura A.I.41 - Cratera formada no acidente do metro do Cairo. (Wallis S. , Tunnel Talk, 2010).....	146
Figura A.I.42 - Planta dos túneis construídos (Leung, 2012).....	146
Figura A.I.43 - Esquema do bloco de solo congelado e poço de entrada da tuneladora. (Leung, 2012)	147
Figura A.I.44 - Aspeto dos tubos e furos verticais de congelação á superfície. (Leung, 2012)	147
Figura A.I.45 - Localização aproximada da passagem do túnel. (Wong K. L., 2015).....	148

Figura A.I.46 - Colapso do revestimento do túnel, por deterioração das ligações aparafusadas. (Japan Society of Civil Engineers)	149
Figura A.I.47 - Colapso da frente de escavação por formação de chaminé.	149
Figura A.I.48 - Formação de cratera com danos em edifícios próximos. (Xie, 2015)	149
Figura A.I.49 - Pavimento rodoviário destruído em toda a largura da rua. (Kyodo, 2016)	150
Figura A.I.50 - Redes de serviços afetadas. (Parkinson, 2016).....	150
Figura A.I.51 - Preenchimento da cratera com água, após o acidente. (Parkinson, 2016).....	150
Figura A.II.1 - Representação esquemática do silo considerado, disco e gráfico de tensões atuantes no silo. (Kolymbas, 2005)	151
Figura A.II.2 - Mecanismo de colapso proposto por Horn. (Anagnostou G. , 1996).....	153
Figura A.II.3 - Representação do mecanismo de colapso pelo teorema da região superior. (Kolymbas, 2005)	153
Figura A.II.4 - Modelo proposto por Anagnostou e Kovári. (Anagnostou G. , 1996)	155
Figura A.II.5 - Forças atuantes na cunha de solo expressas em tensões efetivas. (Anagnostou G. , 1996)	155
Figura A.II.6 - Representação das forças de percolação f e alturas piezométricas h_f e h_0 . (Anagnostou G. , 1996)	156
Figura A.II.7 - Curvas de estabilidade do coeficiente F_0 . (Anagnostou G. , 1996).....	157
Figura A.II.8 - Curvas de estabilidade para o coeficiente F_1 . (Anagnostou G. , 1996).....	158
Figura A.II.9 - Curvas de estabilidade para o coeficiente F_2 . (Anagnostou G. , 1996).....	158
Figura A.II.10 - Curva de estabilidade do coeficiente F_3 . (Anagnostou G. , 1996)	159

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Valores típicos do coeficiente de permeabilidade	8
Tabela 2.2 – Valores representativos de porosidade para depósitos não consolidados. (Singhal, 1999)	16
Tabela 2.3 – Valores representativos de porosidade de rochas (Singhal, 1999)	17
Tabela 2.4- Valores relativos da condutividade hidráulica e permeabilidade (Singhal, 1999).	17
Tabela 2.5- Valores de permeabilidade equivalente (Coli, 2013)	18
Tabela 2.6 – Equações das diversas aproximações para o caudal afluyente por gravidade. (Tani, 2003)	20
Tabela 3.1 – Efeitos introduzidos pela água, em túneis	43
Tabela 3.2- Gradientes hidráulicos críticos para diferentes mecanismos de início de erosão, em barragens.	51
Tabela 4.1 – Matriz solução para os efeitos causados pela água em túneis.	69
Tabela 4.2 - Entrada de água, em túneis. (Mahuet J. , 2015)	79
Tabela 4.3- Diâmetros recomendados para os tubos de drenagem longitudinal instalados na base da soleira. (Mahuet J. , 2005)	79
Tabela 4.4 – Requisitos mínimos das membranas de impermeabilização. (Mahuet J. , 2005)	84
Tabela 4.5 – Técnicas e resultados de reparação esperados, em túneis. (Mahuet J. , 2015)	97

Lista de siglas

CTM	<i>Conventional Tunneling Method</i> / Método de Escavação Convencional
JRC	<i>Joint Roughness Coefficient</i> / Coeficiente de Rugosidade das Juntas
NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i> / Novo Método Austríaco de Escavação
RMZ	<i>Rock Mass Zone</i> / Zona de Massa Rochosa
TBM	<i>Tunnel Boring Machine</i> /Tuneladora

Lista de símbolos do alfabeto Latino

C_u	Coeficiente de uniformidade	adimensional
K_0	Coeficiente de impulso em repouso	adimensional
R_p	Raio plástico	m
S_r	Retenção específica de água	%
p_i	Pressão interna fictícia	kPa
D	Diâmetro do túnel	m
E	Módulo de Young	kPa
F	Grau de separação de fraturas das rochas	adimensional
g	Aceleração da gravidade	m/s ²
G	Módulo de corte ou de rigidez	kPa
H	Energia mecânica da água	m
i	Gradiente hidráulico	adimensional
k	Coeficiente de permeabilidade	m/s
p	Pressão	Pa
Q	Caudal	m ³ /s
R	Raio do túnel	m
u	Pressão intersticial da água	kPa
v	Velocidade de escoamento da água	m/s

Lista símbolos do alfabeto Grego

γ	Peso volúmico do solo	kN/m ³
γ_w	Peso volúmico da água	kN/m ³
η_f	Porosidade de fraturas	%
η_m	Porosidade matricial	%
Δ	Variação de	-
η	Porosidade	%
μ	Viscosidade dinâmica ou absoluta	Pa.s ; N.s/ m ²
ν	Coefficiente de Poisson	adimensional
ρ	Massa volúmica da água	kg/m ³
σ	Tensão	kPa ; kN/m ²
τ	Tensão de corte	kPa
ν	Viscosidade cinemática	m ² /s
φ	Ângulo de atrito interno	Graus (°)

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

Devido ao desenvolvimento populacional e à ocupação de zonas do território até então não ocupadas, surge a necessidade de construção de vias de comunicação, para ligar localidades, nas quais devido às características do terreno e por comparação e análise com outras soluções construtivas, os túneis podem estar presentes. Em outros casos a construção de túneis surge da necessidade de quebrar o isolamento da população nomeadamente por se encontrarem em zonas de orografia bastante acentuada, cujas únicas ligações podem ser perigosas devido à obstrução das vias em situações de tempo adversas. Os túneis surgem também para diminuição do tempo de ligação entre localidades, tornando as estradas mais seguras e aproximando dessa forma as pessoas, permitindo ligações mais rápidas, quer sejam túneis rodoviários ou ferroviários. Potenciam também o aproveitamento da energia hídrica na produção de eletricidade e contribuem para o transporte de água para irrigação.

A construção de túneis está também bastante ligada aos meios urbanos onde existe cada vez mais, maior necessidade da utilização do subsolo e onde surgem os túneis de abastecimento de água e de recolha de águas sujas e túneis para instalação de redes de serviços, assim como os túneis de redes de transportes como sejam os túneis de metro existentes em quase todas as grandes cidades.

A água é sempre um elemento a ter em conta num túnel pelo potencial de efeitos negativos, quer na sua fase de construção ou exploração. Na fase de projeto pode originar problemas que vão desde alterações de projeto, alteração da geometria do túnel prevista e alteração de todo o planeamento da construção. Já durante a construção os efeitos introduzidos pela água são de diversa ordem que se prendem sobretudo com afluência de água ao interior do túnel, quer seja na frente de escavação ou nos hasteais, originando problemas de estabilidade, inundações, deformação e consequente colapso e atraso na progressão dos trabalhos. Pode também dar origem a problemas na aplicação da primeira camada de betão projetado, relacionados com elevados caudais afluentes ou de sob pressão no extradorso da primeira camada de betão projetado aplicada. A afluência de água ao local da construção com caudais elevados ou com excesso de pressão é algo que se tenta evitar ao máximo durante a construção, devido aos inúmeros atrasos e problemas construtivos que provoca.

Os colapsos da frente de escavação são um dos problemas mais impactantes de ocorrer associados à presença de água. Os problemas de estabilidade da frente de escavação também ocorrem devido à existência de água em percolação que depende das características do meio. Os problemas de funcionamento do túnel, relacionados com a ação da água durante a exploração devem-se sobretudo a acidentes provocados pelos efeitos da água ao longo do tempo, sendo o excesso de pressão e a ação química os que mais problemas causam, chegando mesmo a impedir a normal utilização dos túneis.

A presença de água irá também influenciar a seleção dos métodos construtivos a utilizar na escavação, sendo os mesmos determinantes para um prazo de execução mais ou menos demorado assim como o custo de execução que estará diretamente ligado aos meios mobilizados e ao tempo de execução.

O efeito devido à ação da água em estado hidrostático resume-se à sob pressão hidráulica, causadora de cargas adicionais no contorno e aumento da deformabilidade e diminuição da resistência do terreno encaixante. À água em estado hidrodinâmico pode associar-se ainda a erosão interna, responsável pela desagregação do terreno, situação de consequências desastrosas. A estes juntam-se os efeitos de natureza química, quando a água afeta os minerais constituintes das rochas.

Na maior parte das obras de engenharia civil, tem-se a necessidade de construir estruturas em que a água não possa entrar, para não causar problemas, uma vez que a água é um elemento cuja ação pode levar à destruição rápida ou lenta ou até ao colapso das estruturas. Quando se trata de construir um túnel, a água em muitos casos já lá está, no maciço a escavar, porque pertence àquele meio natural, daí que seja necessário construir o túnel tendo de saber como afastá-la do local de construção sem que esta cause problemas ou acidentes durante a construção ou futuramente ao longo da sua exploração. Desde quando se começa a planejar a construção até ao momento em que o túnel se encontra em exploração, a água é sempre um elemento cuja presença deve ser muito bem estudada e controlada, para que se possam evitar problemas e acidentes.

1.2 Objetivos

A água é tida como um elemento perturbador na construção de um túnel. Muitas vezes está associada como um elemento mau, devido ao conhecimento de graves acidentes ocorridos em túneis devidos à sua presença.

Neste documento fez-se o levantamento dos problemas causados pela água e as formas conhecidas de como controlá-la em túneis, desde o projeto até à exploração.

Neste documento encontram-se exemplos de acidentes que ocorreram em túneis, devidos à presença de água, assim como o conhecimento que se retirou do estudo das causas que deram origem a esses mesmos acidentes.

Pretende-se neste texto sumarizar os fenómenos que dão origem à afluência de água ao interior dos túneis, conhecer os efeitos que cada fenómeno provoca e saber que medidas adotar para controlar a ação desses mesmos fenómenos de forma a evitar os acidentes.

O conhecimento da presença de água no maciço é aplicado em três fases distintas da obra. Ou seja, desde o início do projeto, onde é possível evitar as zonas com maior ação ou presença de água, a fase de construção, onde ocorre o contacto direto com a presença de água no terreno e onde é possível pôr em prática as medidas adotadas do planeamento construtivo advindas do conhecimento rigoroso e detalhado do projeto, nomeadamente dos perfis hidrogeológicos. E na fase de exploração, onde é expectável que a água já não consiga aceder ao interior do túnel através do maciço escavado, apenas é expectável nesta fase que a água aceda ao túnel através do interior do próprio túnel, por exemplo no combate a um incêndio ocorrido no interior do túnel. Nesta fase a presença de água no maciço deve estar devidamente controlada

e a água deve estar devidamente drenada e encaminhada para o exterior de forma eficaz sem prejudicar a normal utilização do túnel.

1.3 Organização do trabalho

No capítulo 1 faz-se o enquadramento apresentando-se as necessidades de construção de túneis e os efeitos indesejáveis que a água pode introduzir nos túneis. Descreve-se a organização deste trabalho e os seus objetivos.

No capítulo 2 listam-se e descrevem-se os fenómenos naturais causadores do aparecimento de água no interior dos túneis. Diferencia-se a percolação em solos e em rochas e os diferentes regimes de escoamento que se estabelecem com a água presente no interior dos maciços. Refere-se o efeito da permeabilidade na circulação da água nos maciços a escavar. Mencionam-se os diferentes tipos de aquíferos existentes e descrevem-se e diferenciam-se os diferentes estados de tensão inicial dos maciços. Descreve-se a ação da erosão interna e mencionam-se as ações químicas da água.

No capítulo 3, mencionam-se e descrevem-se os efeitos introduzidos pela água nos túneis. É identificado cada efeito e qual o fenómeno que dá origem à afluência de água ao interior dos túneis, na fase de escavação e de construção. Exemplificam-se alguns casos reais onde existiram problemas devido à afluência de água, à elevada carga hidráulica e a problemas devidos a deformabilidade e perda de resistência. Descrevem-se os efeitos provocados devidos à ação química da água. Mencionam-se os efeitos provocados pela água na fase de exploração dos túneis.

No capítulo 4, mostram-se as medidas a adotar para mitigar os riscos da presença de água nos maciços, assim como os meios para a desviar e retirar da zona de trabalho na fase de construção e de exploração. Descrevem-se os métodos de escavação em maciços com presença de água. Apresentam-se e descrevem-se as soluções de drenagem a efetuar em túneis. Apresentam-se e descrevem-se técnicas de reforço e de melhoramento do maciço a escavar. Apresentam-se e descrevem-se soluções de impermeabilização de túneis, e mencionam-se as características exigíveis ao betão projetado e armado na construção de túneis.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões deste trabalho, capítulo que é sucedido pela apresentação das referências bibliográficas.

No Anexo I estão descritos vários casos de acidentes reais, ilustrados com algumas imagens dos acidentes ocorridos. É feita uma descrição dos túneis apresentados ao longo do trabalho e algumas referências a marcos importantes aos mesmos associados.

No Anexo II encontra-se apresentada a equação do Silo e o modelo de Anagnostou e Kovári.

Capítulo 2

Fenómenos naturais que afetam a construção de túneis

Neste capítulo ir-se-ão abordar os fenómenos e as suas origens para enquadrar os conceitos e ideias para a abordagem prática. Os fenómenos são acontecimentos observáveis. Neste capítulo irão abordar-se os fenómenos de origem hidráulica, os fenómenos de origem mecânica e os fenómenos de origem química que ocorrem ao longo da construção e exploração de túneis.

Os fenómenos de origem hidráulica são todos aqueles acontecimentos que ocorrem por ação da água. A percolação manifesta-se com a entrada de água no túnel, devida à afluência de água, que é a chegada de água ao interior do túnel. A água por sua vez pode encontrar-se sujeita ao excesso de pressão. A erosão interna é também um fenómeno provocado pela ação da água. Por se dar no interior do maciço apenas é observável quando já está num estado bastante evoluído e próximo de causar danos ou acidentes.

Os fenómenos de origem mecânica são os que ocorrem devido ao comportamento mecânico do material a escavar. Os fenómenos de origem química devem-se à ação entre os minerais que constituem os meios a escavar e a água. A mudança de cor dos materiais é também devida a uma alteração química das suas propriedades.

2.1 Fenómenos hidráulicos

Como os túneis são drenos naturais do terreno (Pender, 1981) onde se encontram construídos, é através deles que a água tentará sair desses mesmos meios onde se encontra. A água presente no maciço tenderá a afluir para o interior da cavidade após a sua escavação, altura em que existe perturbação no maciço, continuando sob condições variáveis ao longo do tempo de exploração. A água tende a afluir porque o seu percurso normal de percolação é afetado pelo processo de escavação assim como toda a vizinhança deste.

Aos locais onde a água se encontra em grandes volumes chamamos aquíferos. Se o aquífero estiver em contacto com a atmosfera é aquífero freático ou aquífero não confinado. Se não estiver em contacto com a atmosfera a água encontra-se num aquífero confinado, ou seja não tem contacto com o ar exterior do maciço. Em ambos os casos, a água pode estar em situação hidrostática ou em situação hidrodinâmica.

Nos aquíferos confinados incluem-se os casos de túneis escavados sob o mar ou rios. Os aquíferos não confinados ocorrem em todas as outras situações desde que exista contacto entre a água presente no aquífero e a atmosfera (Chisyaki, 1984). A Figura 2.1 mostra esquematicamente a diferença entre ambos os aquíferos. Em ambas as situações a água encontra-se em movimento na fronteira da zona de escavação.

Os aquíferos confinados por não estarem em contacto com a atmosfera e se encontrarem sob camadas impermeáveis tornam mais difícil conhecer o valor do caudal que afluirá ao interior de um túnel, nele escavado. Assim para o estudo do caso dos aquíferos confinados, considera-se que o maciço não é homogéneo, ortotrópico e permeável, no entanto para estudar o comportamento e quantidade do caudal

escoado considera-se a existência de zonas impermeáveis que se situam coincidentes com a soleira do túnel ou abaixo.

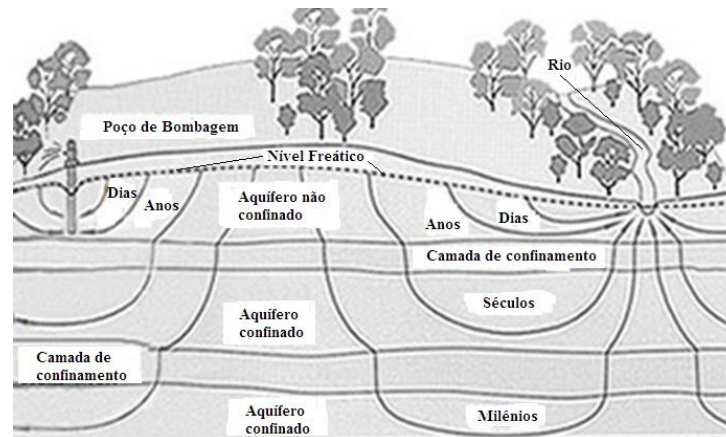


Figura 2.1- Esquematização de um exemplo de aquíferos (*Reclamation Managing Water in the West, 2009*)

A água em estado hidrodinâmico, circula no interior do maciço. Para tal utiliza como caminho de percolação as fissuras ou diaclases existentes nas rochas e os vazios existentes entre as partículas do solo no meio em que percola.

As origens e proveniência da água no maciço podem ser tão diversas que é necessário caracterizar o regime hidrogeológico (ITA, General Report on Conventional Tunneling Method, 2009) com as origens da água, seus movimentos, pressão, sentido e caudais de escoamento, ainda na fase de projeto, como sejam todas as linhas de água permanentes ou sazonais e os locais com existência de água, próximos do local de escavação, como lagos, albufeiras, zonas de influência de marés (Broere, 2000) que existam ao longo de todo o traçado do túnel.

2.1.1 Percolação em meios com porosidade difusa (Solos)

A percolação é o movimento da água em meios porosos, que se materializa no seu escoamento. A sua origem é devida à infiltração da água das chuvas no solo, que dessa forma recarrega os aquíferos existentes.

Para se conhecer o comportamento da água num meio poroso é necessário saber qual é a sua energia mecânica, porque a energia do escoamento tem uma componente que depende da posição, outra que depende da pressão de escoamento, outra relacionada com a velocidade do escoamento.

A energia mecânica total por unidade de peso da água, num ponto é dada por:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

Nesta equação z é a cota do ponto considerado num referencial definido por um plano horizontal arbitrado; u é a pressão da água nesse ponto, γ_w é o peso volúmico da água; v é a velocidade de escoamento, e g é a aceleração da gravidade.

A parcela $\frac{u}{\gamma}$ é a altura piezométrica da água, que é a altura a que a água sobe dentro de um tubo piezométrico, suficientemente largo para que não existam efeitos capilares importante, colocado com a extremidade superior na trajetória do escoamento e com a extremidade inferior no ponto de medição. À parcela $\frac{v^2}{2g}$ chama-se altura cinética. À soma $z + \frac{u}{\gamma_w}$ chama-se cota ou carga piezométrica.

Em regime permanente, a velocidade e a pressão não variam no tempo (Lencastre, 1996).

Sempre que existe escoamento está associada uma perda de energia entre dois pontos distintos, A e B, logo a energia mecânica não será constante.

Assim, a variação de energia é dada por:

$$\Delta H_{AB} = H_A - H_B \quad (2)$$

O fluxo define as tangentes às trajetórias das partículas. A Figura 2.2 mostra um esquema de uma rede de fluxo para um túnel circular. Representadas com as linhas tracejadas perpendicularmente às linhas de fluxo ou linhas de corrente, que assim se designam por coincidirem com a trajetória das partículas do escoamento, estão desenhadas as linhas equipotenciais, que possuem potencial constante ao longo do seu desenvolvimento.

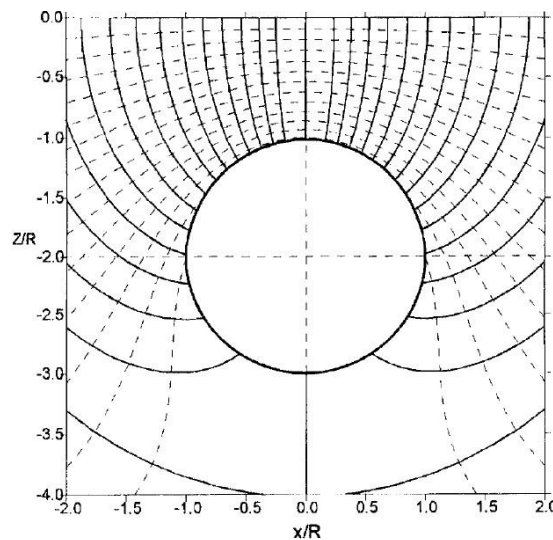


Figura 2.2- Linhas equipotenciais (tracejado) e de fluxo em torno de um túnel com pressão constante. (Lei, 2000)

Normalmente a água em meios porosos percola com velocidade muito reduzida, pelo que a parcela correspondente à altura cinética tomará valores desprezáveis comparativamente à carga piezométrica, por essa razão costuma-se desprezar a parcela da altura cinética e assim de forma aproximada reduz-se à altura piezométrica de H:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (3)$$

A lei de Darcy (1856) dada pela expressão (5) exprime a velocidade média e aparente de percolação da água em regime laminar, ou seja quando o número de Reynolds é inferior à unidade, $Re < 1$. Coloca em evidência a proporcionalidade existente entre a velocidade da água e a perda de carga unitária ou gradiente hidráulico i , isto é a perda de carga por unidade de comprimento na trajetória de percolação.

O gradiente hidráulico entre dois pontos do escoamento é igual ao quociente entre a perda de carga e o comprimento do caminho percorrido para que aconteça essa mesma perda de carga.

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta s} \quad (4)$$

A constante de proporcionalidade k designa-se por condutividade hidráulica. É o parâmetro que expressa a permeabilidade de um meio num sentido macroscópico. É influenciada pela viscosidade da água e pelo seu peso volúmico e expressa a capacidade de uma formação rochosa em transmitir água.

O regime laminar, regime em que as partículas do fluido tendem a percorrer trajetórias paralelas, é válido para meios compostos por solos finos e areias. No entanto em meios compostos por areias grossas e seixos pode dar-se o aparecimento de gradientes hidráulicos maiores, o que levará a um regime turbulento, em que a lei de Darcy não é válida para o cálculo da velocidade.

$$v = ki \quad (5)$$

$$Q = kAi \quad (6)$$

A velocidade dada por (5), é uma velocidade média uma vez que não tem em conta o facto de num elemento de solo a água apenas poder circular no espaço vazio entre partículas e a trajetória percorrida estar permanentemente a alterar-se devido ao facto da água ter de contornar as partículas do solo, alterando assim a sua velocidade instantânea. A equação (6), uma outra forma de apresentação da Lei de Darcy, exprime o fluxo de água em meio poroso, ou seja o caudal Q percolado, assumindo que o fluxo ocorre na secção total de área A do aquífero considerado.

O coeficiente de permeabilidade k depende da porosidade do solo, da forma e composição das partículas que o compõem assim como da viscosidade e temperatura da água percolada. Na Tabela 2.1 apresentam-se alguns valores típicos do coeficiente de permeabilidade para vários tipos de solo, atravessados por água (Antão, 2011).

Tabela 2.1 – Valores típicos do coeficiente de permeabilidade

Tipo de Solo	Coeficiente de permeabilidade k (m/s)	Tipo de Solo	Coeficiente de permeabilidade k (m/s)
Seixo limpo	$>10^{-2}$	Areia Siltosa	10^{-6} a 10^{-5}
Areia Grossa	10^{-3} a 10^{-2}	Silte	10^{-8} a 10^{-6}
Areia Média	10^{-4} a 10^{-3}	Argila	10^{-10} a 10^{-8}
Areia Fina	10^{-5} a 10^{-4}		

2.1.2 Percolação em maciços rochosos

Prever a percolação num maciço rochoso fraturado é um desafio, devido à irregularidade das descontinuidades que formam os caminhos de circulação da água.

Segundo (Coli, 2013), sabe-se que a água em percolação no interior dos maciços rochosos pode ocorrer de três formas diferentes. Pode circular com um fluxo difuso, com fluxo concentrado, neste caso com ou sem detritos.

Água com fluxo difuso está normalmente associada à água que surge nos caminhos de percolação existentes no maciço por entre as discontinuidades das zonas de massa rochosa. Surge ao longo de todo o túnel, desde que existam discontinuidades nas rochas. A Figura 2.3 mostra a afluência de água ao interior do túnel. Este tipo de fluxo é associado a uma permeabilidade que pode variar entre 10^{-8} até 10^{-3} m/s. Normalmente este tipo de fluxo não causa efeitos nas reservas naturais de água, ou então tem efeitos negligenciáveis.



Figura 2.3 - Entrada de água no túnel Marzano, em Itália num maciço rochoso associado a fluxo difuso. (Coli, 2013)

O fluxo concentrado ocorre em discontinuidades rochosas específicas, com aberturas que variam desde pequenas aberturas até grandes aberturas. Aberturas pequenas tem dimensões de micrómetros e aberturas grandes são aquelas que podem ser medidas em milímetros. Está normalmente associado a valores de k que vão desde 10^{-3} até 1 m/s. Água com fluxo de 1 m/s ocorreu por exemplo no acidente do túnel de Mont Blanc, descrito no caso 5 do Anexo I. A correta interpretação e localização no perfil geológico em que surjam as discontinuidades, permite identificar este tipo de fluxo através dos levantamentos efetuados no terreno e das propriedades morfométricas do maciço rochoso. Este tipo de fluxo já dá origem a impactes nas reservas naturais de água que apenas podem ser recuperadas parcialmente após algumas décadas após a escavação.

O outro tipo de fluxo existente nos maciços rochosos é o fluxo concentrado com detritos. Este fluxo é um fluxo de afluência súbita. Ocorre quando a água flui por falhas ou fraturas preenchidas com material granular ou por aberturas largas ou descomprimidas das rochas, em locais com nível freático elevado. Tal como o fluxo concentrado, o fluxo concentrado com detritos pode ser conhecido da análise detalhada do levantamento geológico de campo e análise da localização das falhas do maciço. As falhas existentes no maciço atuam como uma barreira à passagem da água, causando a sua compartimentação no perfil hidrogeológico. O impacto deste tipo de fluxo nos recursos naturais de água é permanente.

O fluxo de água nas rochas fraturadas depende das discontinuidades das juntas entre as rochas, fraturas e zonas de corte. A interconexão entre as discontinuidades das rochas, tamanho da abertura das fraturas, orientação e espaçamentos, decide a porosidade e permeabilidade das massas rochosas.

O conhecimento das propriedades das discontinuidades dos maciços rochosos é bastante importante para a avaliação das suas propriedades hidráulicas. Assim os dados recolhidos das amostras rochosas devem

ser apropriados para uma avaliação estatística qualitativa, embora na realidade esta análise nunca consiga reproduzir um maciço geológico natural.

A orientação das descontinuidades um dos parâmetros estudados, indica a origem geológica dos maciços, a história da sua deformação e movimentos tectónicos. A orientação das descontinuidades influencia significativamente a direção do fluxo de água. Assim, se o plano das descontinuidades for ortogonal ao gradiente hidráulico, não existe fluxo de água e o plano de descontinuidade atua como uma barreira impermeável. Se o plano da descontinuidade for paralelo ao gradiente hidráulico, o fluxo de água é máximo ao longo da direção do gradiente.

O escoamento da água nos diferentes tipos de maciços rochosos pode ser um escoamento em regime laminar ou escoamento em regime turbulento, dependendo da permeabilidade e do gradiente hidráulico. O regime laminar também conhecido como regime viscoso, é caracterizado por ter as linhas de fluxo paralelas entre si, velocidade e direção constantes. As forças de inércia neste regime são menores que as forças de viscosidade, que fazem com que a água adira às paredes do espaço por onde está a percolar. O escoamento com turbulência dá-se com velocidade de percolação elevada e com formação de remoinhos. A transição entre regime laminar e regime turbulento pode ser dada pelo número de Reynolds (R_e). Segundo (Marsily, 1986) citado por (Singhal, 1999), considera-se regime laminar quando $R_e < 2000$ e regime turbulento quando $R_e > 2000$. Este número, adimensional dado pela equação (7) expressa o quociente entre as forças de inércia e de viscosidade que atuam na água no escoamento num tubo cilíndrico.

$$R_e = \frac{\rho V d}{\mu} = \frac{V d}{\nu} \quad (7)$$

Na equação (7), ρ é a massa volúmica da água, V é a velocidade de escoamento da água, d é o diâmetro do tubo por onde a água está a percolar, μ é a viscosidade dinâmica e ν é a viscosidade cinemática, que vale $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, para água pura a 20° C . A lei de Darcy é válida somente para o fluxo laminar em meios porosos. Segundo (Singhal, 1999), citando (Todd, 1980) esta lei é válida para números de Reynolds até 10, em regime laminar linear. Como em águas subterrâneas o número de Reynolds é geralmente inferior a 1, pode concluir-se que a lei de Darcy governa o fluxo de águas subterrâneas, exceto águas com gradientes hidráulicos muito elevados onde a velocidade é maior e consequentemente R_e também.

Em rochas com cavidades muito grandes como as rochas cársticas, formações rochosas de origem calcária, o regime laminar não se verifica.

Em rochas fraturadas é bastante difícil determinar o número de Reynolds, uma vez que este pode variar bastante de um ponto para o outro ao longo da mesma fratura. Assim o diâmetro do tubo de percolação dado na equação (7) é substituído pelo diâmetro hidráulico, D_h . O diâmetro hidráulico que é quatro vezes o raio hidráulico, para um tubo de fluxo circular, sendo dado por:

$$D_h = \frac{4A}{P} = \frac{4\pi r^2}{2\pi r} = 2r = D \quad (8)$$

onde A é a área da superfície molhada, P é o perímetro molhado do tubo e D é o diâmetro do tubo de fluxo circular.

Em fraturas longas o D_h é dado por duas vezes a abertura da fratura, dada por a na equação (9). A equação (10), expressa o número de Reynolds para fraturas longas.

$$D_h = 2a \quad (9)$$

$$Re = \frac{2Va}{\nu} \quad (10)$$

A aspereza das paredes das fraturas dos espaços por onde a água percola influencia também o número de Reynolds. Esse grau de rugosidade faz aumentar a perda de carga e favorece o carácter laminar do fluxo. A rugosidade relativa R_r , é o quociente entre a altura média da aspereza das paredes e o diâmetro hidráulico da mesma parede. Os valores adimensionais para a rugosidade relativa de uma parede, segundo (Singhal, 1999) encontram-se entre 0,002 e 0,01.

Contudo na natureza tal não acontece uma vez que o fluxo ocorre apenas nos espaços intersticiais, os poros do meio onde a água percola. Assim é definida uma velocidade intersticial média dada pela equação abaixo:

$$\bar{V}_a = \frac{Q}{\eta A} \quad (11)$$

onde η é a porosidade do meio, que expressa o quociente entre o volume de vazios existente e o volume total do meio. A é a área da secção e Q é o caudal do fluxo de água.

As rochas de origem calcária merecem uma referência porque são perigosas para a escavação de túneis. A dissolução química e a erosão pela percolação da água dá-se em juntas e dobras e pode criar um sistema ramificado de vazios que se juntam formando um complicado sistema de cavernas que drenam a água da rocha cársica. Estes canais cavernosos ocorrem em zonas de massa rochosa fraca, como zonas de falhas e rochas bastante fraturadas que são mais susceptíveis à dissolução e erosão (Thewes, 2014).

Existem vários modelos para o estudo da percolação em maciços rochosos fraturados. Entre eles, o modelo das placas paralelas, o qual será aqui considerado. Este modelo exige o conhecimento detalhado das fraturas superficiais e sub superficiais. Uma elevada precisão é requerida para a modelação do transporte de solutos assim como a heterogeneidade do sistema de fraturas, que influencia a percolação e a concentração dos materiais solúveis. É importante também para cada modelo estimar as propriedades hidráulicas dos diferentes tipos de fraturas. Os estudos indicam que as fraturas paralelas à máxima tensão de compressão tendem a ser abertas e as fraturas perpendiculares a esta direcção tendem a ser fechadas, segundo (Anon, 1996) citado por (Singhal, 1999).

O modelo das placas paralelas dá-nos a velocidade média do fluxo de água numa só fratura, segundo a lei de Darcy.

$$V = K_f I \quad (12)$$

em que K_f é a condutividade hidráulica duma fratura expressa pela equação (13), na qual γ_w é o peso volúmico da água e μ é a viscosidade dinâmica da água e a a abertura da fratura.

$$K_f = \frac{\gamma_w a^2}{\mu 12} \quad (13)$$

A condutividade hidráulica de uma fratura relaciona-se com a sua permeabilidade k_f , através da expressão:

$$K = \frac{\gamma_w}{\mu} k_f \quad (14)$$

Sendo a permeabilidade da fratura expressa pela equação (15)

$$k_f = \frac{a^2}{12} \quad (15)$$

Pela combinação das equações (12) e (13) obtém-se a velocidade média do fluxo de água \bar{V}_a , para uma fratura, pelo modelo das placas paralelas, assumindo-se que as paredes da mesma são impermeáveis, conforme expresso pela equação seguinte:

$$\bar{V}_a = \frac{\gamma_w a^2}{12\mu} \frac{dH}{ds} \quad (16)$$

Quando as paredes da fratura não são impermeáveis a expressão da velocidade média é dado pela equação de (Bear, 1993) mencionado por (Singhal, 1999).

$$\bar{V}_a = \frac{\gamma_w a^2}{12\mu + 2a \rho q l} \frac{dH}{ds} \quad (17)$$

Em que ql é a taxa de escoamento na parede da fratura que pode ser ignorada caso a viscosidade cinemática seja muito maior que o segundo termo da soma do denominador. Nessa situação a velocidade média passa a ser dada apenas pela equação (16).

Assim na Figura 2.4, que avalia a validade de cada regime em função do número de Reynolds e da rugosidade relativa das fraturas R_r , encontra-se assinalado por um número dentro de um círculo cada um dos diferentes tipos de regime expressos. Estes regimes foram definidos empiricamente em 1984 por Louis (Singhal, 1999). Dependem dos vários graus da rugosidade relativa R_r , da abertura das fraturas a , do gradiente hidráulico no plano da fratura I_f e da viscosidade cinemática μ/ρ . São descritos pelas equações (18) a (22):

Regime suave laminar, válido na região 1, equivalente à equação (12):

$$V = \left(\frac{\rho g a^2}{12\mu} \right) I_f \quad (18)$$

Regime suave turbulento, válido na região 2:

$$V = \left[\frac{g}{0,079} \left(\frac{2\rho a^5}{\mu} \right)^{\frac{1}{4}} I_f \right]^{\frac{4}{7}} \quad (19)$$

Regime rugoso, válido na região 3:

$$V = \left(4\sqrt{ag} \ln \frac{3,7}{R_r}\right) \sqrt{I_f} \quad (20)$$

Regime rugoso laminar, válido na região 4:

$$V = \left[\frac{\rho g a^2}{12\mu(1 + 8,8R_r)^{1,5}} \right] I_f \quad (21)$$

Regime rugoso turbulento é válido na região 5 e é dado por:

$$V = \left(4\sqrt{ag} \ln \frac{1,9}{R_r} \right) \sqrt{I_f} \quad (22)$$

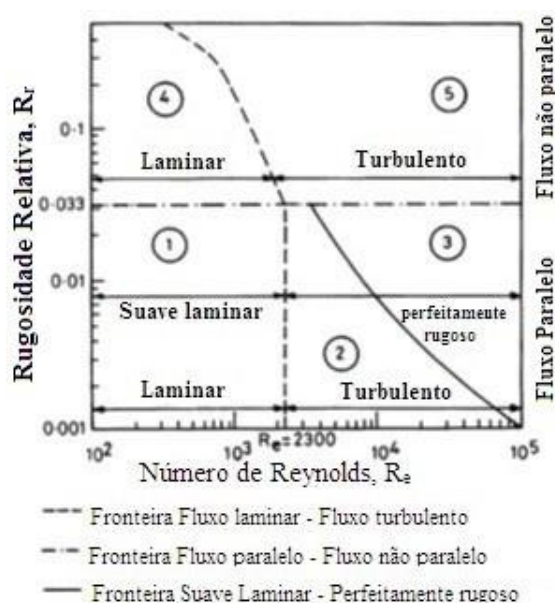


Figura 2.4 – Definição e campo de validade dos vários regimes de fluxo, numa fratura rochosa. (Singhal, 1999)

Caso as fraturas não estejam totalmente abertas, tocando-se em alguns pontos, as equações (18) a (22) devem ser multiplicadas pelo grau de separação F , que é a relação entre a área de fraturas superficiais abertas e a área total de fraturas superficiais:

$$F = \frac{\text{Área superficial de fraturas abertas}}{\text{Área total superficial de fraturas}} \quad (23)$$

A abertura das fendas, outro dos parâmetros dos maciços, também influencia o fluxo de água. A equação de Lomize (1951), mais conhecida como lei cúbica expressa o valor do caudal escoado em função da abertura das fendas, a .

$$Q = \left(\frac{w\rho g a^3}{12\mu} \right) i \quad (24)$$

Nesta equação Q é a taxa de escoamento por unidade de largura w , ρ é a massa volúmica da água, μ é a viscosidade dinâmica da água, i é o gradiente hidráulico e g é a aceleração da gravidade. O fator que controla esta equação é a magnitude da abertura das descontinuidades sendo que o fluxo apenas depende de a^3 . Assim uma pequena variação na abertura das descontinuidades irá dominar o fluxo de água comparada com as restantes mudanças das características das descontinuidades.

A lei cúbica é válida para fraturas de pequena dimensão e com paredes planas (Singhal, 1999). Segundo (Witherspoon *et al.*, 1980), citado por (Singhal, 1999) esta lei é válida para aberturas até $4 \mu\text{m}$ e com áreas de contacto com uma tensão até 20 MPa.

A aspereza das descontinuidades, associada à rugosidade das paredes rochosas na passagem da água, também influencia as características do fluxo de água, segundo (Coli, 2013), citando vários autores que assim o concluíram. O principal fator que afeta a circulação da água é a perda de paralelismo das trajetórias de fluxo, que faz aumentar a sua tortuosidade. A aspereza das paredes reduz a abertura da passagem hidráulica causando o alongamento do caminho hidráulico e o aumento da dissipação de energia. Consequentemente as rugosidades reduzem a permeabilidade da massa rochosa segundo (Barton and Choubey 1977; Bandis *et al.* 1985; Lee and Cho 2002) citados por (Coli, 2013). O parâmetro mais utilizado para a caracterização das rugosidades das massas rochosas é o coeficiente de rugosidade das juntas, da literatura Inglesa *joint roughness coefficient*, JRC por (Barton *et al.* 1985).

A persistência é outra das propriedades das descontinuidades, que caracteriza a extensão de uma descontinuidade. A continuidade ou persistência das descontinuidades pode ser avaliada como pouco persistente quando as descontinuidades são menores de um metro e bastante persistente quando as descontinuidades tem extensões superiores às duas dezenas de metros (FEUP, s.d.). Num maciço estratificado, pode ser infinita a persistência das descontinuidades ao passo que a persistência das descontinuidades é limitada pela espessura da camada rochosa. Na outra direção pode atingir as dezenas de metros. A ligação entre as descontinuidades pode ocorrer apenas quando não exista preenchimento com argila entre as camadas. Em maciços rochosos as descontinuidades de primeira geração, são retas, mais longas e mais largas que as descontinuidades subsequentes. Isso faz com que estas descontinuidades sejam o caminho preferencial para a circulação da água. Descontinuidades discretas podem ter entre dezenas e centenas de metros. Uma fratura em banda pode ter uma persistência de centenas a milhares de metros e dentro delas as fraturas podem ser grandes e permitirem a passagem de grandes quantidades de água. Quando as descontinuidades estão restringidas a uma camada rochosa apenas, tendem a ter um comprimento restrito.

Uma outra propriedade dos maciços rochosos é a hierarquização do número de descontinuidades num maciço, definido pela Sociedade Internacional da Mecânica das Rochas em 1981, como Zonas do maciço rochoso da literatura Inglesa, *Rock Mass Zones*, RMZ. Em função da subdivisão do maciço rochoso em zonas menores, o valor da condutividade hidráulica varia consideravelmente, daí que seja necessário escolher uma dimensão de trabalho que seja adequada a cada caso. Podem ser identificadas quatro campos de trabalho tal como mostra a Figura 2.5. No primeiro, denominado campo bastante próximo, a água circula apenas no interior de uma única descontinuidade. No segundo, campo próximo, a água circula no interior

de poucas descontinuidades cujas propriedades são conhecidas. No terceiro, campo afastado, a água circula no interior de uma zona de massa rochosa que se comporta como um meio poroso. No quarto, campo muito distante, a água circula no interior de uma rede de descontinuidades de uma massa rochosa cuja orientação das descontinuidades, está relacionada com a orientação tectónica das falhas e bandas de fraturas.

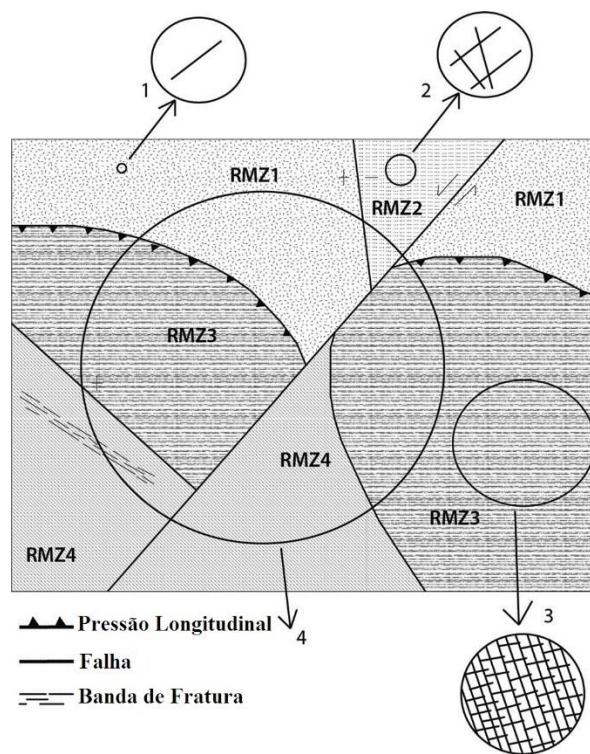


Figura 2.5 – Esquema de um mapa geológico com a subdivisão em 4 zonas de fluxo de água no maciço rochoso (Coli, 2013)

Além da divisão do maciço rochoso em zonas, utiliza-se também um modelo representativo elementar, da literatura inglesa, *Representative Elementary Volume* (REV). Este modelo representa um volume além do qual existem variações no comportamento hidráulico do maciço. Em alguns casos o REV pode ser grande e noutros nem sequer existir, devido à heterogeneidade significativa do maciço rochoso. Caso o REV seja demasiado grande comparado com a região onde existe fluxo de água, não faz sentido utilizar-se este modelo. Na verdade, o REV para o comportamento hidráulico é uma medida macroscópica para o maciço rochoso que pode ser visto como o local onde o tensor da condutividade hidráulica pode ser aplicado (Wang *et al.* 2001) citado por (Coli, 2013). A vantagem de utilizar esta aproximação em vez de modelos contínuos equivalentes é a não utilização das propriedades hidráulicas e a não necessidade do conhecimento da posição específica de cada descontinuidade, (Scheidegger 1960; Bear 1972; Louis 1974; Hsieh and Neuman 1985; Marsily 1986; Lee *et al.* 1995) citados por (Coli, 2013). Baseado na experiência de campo, o modelo REV depende do espaçamento das descontinuidades e rede de ligações e a dimensão de um dos seus lados situa-se na ordem dos 10 a 100 m ou mais da dimensão do lado do bloco modal (Gustafson 2012) citado por (Coli, 2013). O modelo mínimo REV pode ser assumido como 10 vezes o lado do volume do bloco modal, volume de rocha que se encontra delimitada pelas descontinuidades naturais do maciço, segundo (Palmstrom 2005) mencionado por (Coli, 2013). Embora muitos autores trabalhem com este modelo, ainda não existe neste momento uma definição consagrada.

Propriedades hidráulicas das rochas

A porosidade das rochas é uma das suas principais propriedades hidráulicas pois é através dos espaços vazios existentes nas formações rochosas que existe percolação. As formações rochosas fraturadas contêm dois tipos de sistemas de porosidade. A porosidade intergranular, ou porosidade matricial η_m que é formada pelos espaços vazios intergranulares e a porosidade de fraturas η_f desenvolvida aquando das fraturas da rocha, e formação de cavidades.

A porosidade total das rochas fraturadas é dada pela soma destas duas porosidades

$$\eta = \eta_m + \eta_f \quad (25)$$

em que:

$$\eta_m = \frac{\text{Volume de vazios da matriz}}{\text{Volume total}} \quad (26)$$

e

$$\eta_f = \frac{\text{Volume de vazios da fratura}}{\text{Volume total}} \quad (27)$$

Além da porosidade das fraturas e da porosidade matricial é ainda importante para o conhecimento da velocidade média do escoamento a porosidade efetiva ou porosidade cinemática η_e . Esta porosidade acontece nos materiais de granulometria fina, devido à maior retenção de água pelas forças intergranulares. Em rochas duras e cristalinas, o tamanho e a interligação das fraturas são maioritariamente responsáveis por permitirem a porosidade eficaz para a massa de rocha. Nestas rochas embora a porosidade total possa ser elevada, a porosidade eficaz será menor, devido ao facto das fraturas não se interligarem, impedindo dessa forma a circulação da água. As dolomites, rochas formadas por diagénese (formação de detritos móveis em rochas sedimentares compactadas), têm elevada porosidade de fraturas, devido à redução em volume dos grãos minerais e também possuem menor porosidade efetiva.

A Tabela 2.2, adaptada de (Singhal, 1999) dá-nos alguns valores representativos mais comuns da porosidade total η , dos materiais geológicos, do rendimento específico S_y (razão entre o volume de água que um aquífero liberta por gravidade, com o volume total do aquífero saturado) e da retenção específica S_r (volume de água retido no material rocha atuante contra a gravidade considerando as forças intergranulares e a coesão). O rendimento específico depende da duração da drenagem, temperatura da água, composição mineral da água, dimensão dos grãos e características textuais do material do aquífero.

Tabela 2.2 – Valores representativos de porosidade para depósitos não consolidados. (Singhal, 1999)

	$\eta(\%)$	$S_y(\%)$	$S_r(\%)$
Cascalho	28-34	15-30	3-12
Areia	35-50	10-30	5-15
Silte	40-50	5-20	15-40
Argila	40-60	1-5	25-45
Areia dunar	40-45	25-35	1-5

Tabela 2.3 – Valores representativos de porosidade de rochas (Singhal, 1999)

	$\eta(\%)$	$S_y(\%)$	$S_r(\%)$
Areia compacta	15-30	5-25	5-20
Calcário e dolomite	10-25	0,5-10	5-25
Xisto	0-10	0,5-5	0-5
Silte	5-20	1-8	5-45
Rocha cristalina densa	0-5	0-3	-
Rocha cristalina fraturada	5-10	2-5	-
Rocha cristalina alterada	20-40	10-20	-
Basalto	5-30	2-10	-

A Tabela 2.4 mostra os valores da permeabilidade de alguns materiais geológicos, estabelecendo o paralelismo, para mais fácil compreensão, entre a permeabilidade e o valor relativo. Para materiais não consolidados e grosseiros tal como era de esperar os valores da permeabilidade são elevados, ao passo que os materiais de granulometria fina, como a argila a permeabilidade é baixa. Já as rochas sãs ou cristalinas possuem permeabilidade baixa e muito baixa ao passo que as rochas fraturadas apresentam valores de permeabilidade moderados a elevados.

Tabela 2.4- Valores relativos da condutividade hidráulica e permeabilidade (Singhal, 1999).

Condutividade Hidráulica K (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	10 ⁻¹³
Permeabilidade k (darcy)	10 ⁵	10 ⁴	10 ³	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸
Valores relativos	Muito alto		Alto		Moderado			Baixo			Muito baixo			
Materiais representativos														
Depósitos não consolidados														
Cascalho	←→													
Areia limpa	←→													
Areia siltosa	←→													
Argila (com muitas fraturas)	←→													
Rochas														
Xisto e Silte consolidado (<i>Siltstone</i>), não fraturado												←→		
Xisto e Silte consolidado (<i>Siltstone</i>), fraturado										←→				
Arenito								←→						
Arenito (fraturado)				←→										
Calcário e Dolomite						←→								
Calcário Cárstico e Dolomite			←→											
Basalto maciço							←→							
Basalto vesicular e fraturado				←→										
Rocha cristalina alterada e fraturada					←→									
Rocha cristalina maciça										←→				

Por sua vez a permeabilidade equivalente K_c , resultante de ensaios com obturador *in situ*, pode ser relacionada com a condição da massa rochosa expectável, tal como o mostra a Tabela 2.5. A condutividade hidráulica das rochas é influenciada pela abertura das fraturas e pelo espaçamento entre fraturas, uma vez que estas constituem um caminho facilitado comparativamente à percolação matricial. Uma só fratura pode permitir maior fluxo de água do que toda a matriz rochosa considerada, mesmo quando preenchidas com material mais fino.

Tabela 2.5- Valores de permeabilidade equivalente (Coli, 2013)

K_c (m/s)	Condição das rochas
$< 1 \times 10^{-8}$	Maciço rochoso com descontinuidades fechadas. Aquicludo (tipo de rocha com elevada porosidade, mas baixa permeabilidade)
1×10^{-8} a 3×10^{-6}	Maciço rochoso descomprimido com fraturas fechadas a abertas. Permeabilidade difusa.
$> 3 \times 10^{-6}$	Maciço rochoso descomprimido, perdendo massa rochosa, com descontinuidades grandes e abertas. Permeabilidade elevada e contínua.

A equação (13) dá-os a condutividade hidráulica de uma só fratura. A condutividade hidráulica equivalente K_s , de um maciço com uma rede paralela de fraturas, onde já é considerado o espaçamento entre fraturas s , é dado por:

$$K_s = \frac{a}{s} K_f + K_m = \frac{\gamma a^3}{12s\mu} + K_m \quad (28)$$

onde K_m , é a condutividade hidráulica do material intergranular. Como este valor é usualmente muito baixo, exceto quando as fraturas estão preenchidas ou são porosas, a permeabilidade equivalente passa a ser dada pela seguinte equação.

$$K_s = \frac{\gamma a^3}{12s\mu} = \frac{ga^3}{12\nu s} \quad (29)$$

Para o caso de fraturas ortogonais (Lee and Farmer, 1993) citados por (Singhal, 1999) desenvolveram a equação da permeabilidade equivalente que relaciona a abertura das fraturas com o espaçamento e a permeabilidade dos materiais intergranulares.

$$K_s = \frac{2\gamma a^3}{12s\mu} + K_m \quad (30)$$

A permeabilidade das rochas também pode estar associada à proximidade com a superfície, uma vez que rochas a maior profundidade podem ser menos permeáveis, fato atribuído à redução da dimensão das fraturas (Singhal, 1999). Assim (Black, 1987) expressou a dependência da permeabilidade com a profundidade através da equação (31), em que a e b são constantes e z é a profundidade, vertical à superfície.

$$k = az^{-b} \quad (31)$$

A estimativa do fluxo de água ao interior do túnel, através das massas rochosas pode ser dada através de métodos empíricos, analíticos ou numéricos. A escolha de cada um destes métodos está dependente da quantidade de informação disponível sobre cada maciço rochoso. Nos métodos empíricos utiliza-se por

exemplo a permeabilidade equivalente dada pela Tabela 2.5. Os métodos analíticos que simplificam a estrutura geológica têm-se tornado cada vez mais sofisticados, como resultado do trabalho de vários autores, com fórmulas cada vez mais exatas e precisas, fruto também do desenvolvimento e poder do cálculo automático. Os métodos numéricos exigem uma quantidade de informação bastante detalhada e são utilizados para a estimativa do fluxo de água nas condições hidrogeológicas de maior complexidade, através da representação simplificada de um modelo de um aquífero.

2.1.3 Água em regime estacionário ou permanente

O regime permanente é caracterizado por em cada ponto a pressão e a velocidade serem constantes ao longo do tempo, ou seja é causado por um aquífero que é alimentado com caudal igual ao que se extrai (Lencastre, 1996), ou em alternativa o saldo entre o caudal efluente e o caudal afluente é muito reduzido face ao volume inicial do aquífero. Nesta circunstância, o regime poderá considerar-se como permanente somente de forma aproximada.

A situação da água em estado estacionário no contorno de um túnel pode ser estudada numa primeira aproximação através dos efeitos provocados pelo fluxo de água na utilização de um modelo de um túnel de secção circular, num meio semi infinito, isotrópico e homogéneo, tal como exemplifica a Figura 2.6. O valor do fluxo de água gerado pela escavação, de um túnel circular, numa situação estacionária devida apenas à ação da gravidade pode ser determinado de forma exata (Tani, 2003).

O modelo para determinar esse fluxo é o de um aquífero semi-infinito, com nível freático horizontal é esquematizado da seguinte forma:

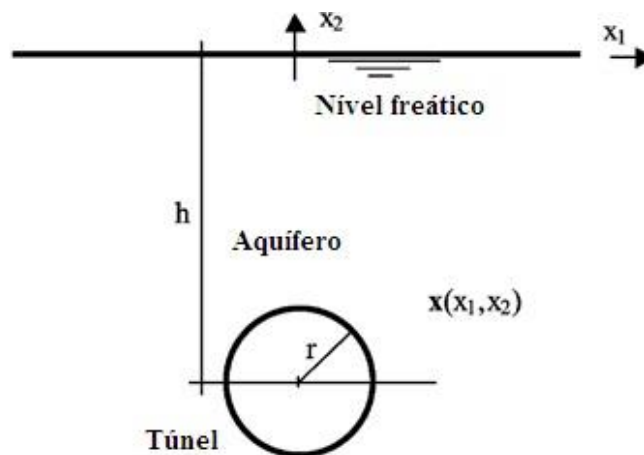


Figura 2.6- Túnel circular num aquífero semi-infinito com nível freático horizontal. (Tani, 2003)

A altura representada desde o nível do aquífero até ao centro do túnel é dada por h , sendo r o raio do túnel.

Define-se então um parâmetro adimensional λ :

$$\lambda = \frac{h}{r} - \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1} \quad (32)$$

Com o qual o autor determina o caudal unitário afluyente (por unidade de comprimento do túnel, expresso em m²/s) ao interior do túnel, dado pela equação (33).

$$Q = 2\pi k \frac{\lambda^2 - 1}{\lambda^2 + 1} \frac{h}{\ln \lambda} \quad (33)$$

Nesta equação k é a condutividade hidráulica do aquífero. Quando não existir cobertura do túnel, ou seja quando $h = r$, o numerador e o denominador da equação (33) igualam-se a zero, contudo o fluxo de água que aflui ao túnel, pode ser obtido pela aplicação da regra de L'Hôpital, sendo então o caudal expresso pela equação (34) que é válida apenas para níveis freáticos horizontais.

Na caso de superfícies freáticas não horizontais, como por exemplo na inclinação de montanhas com ângulo de inclinação α o membro direito da equação (33) será multiplicado pelo $\cos(\alpha)$ e a altura h na equação (32) e (33) será redefinida como sendo a distância perpendicular, entre o centro do túnel e a linha inclinada do nível freático.

A equação (33) é válida apenas nos casos em que o túnel está a servir de dreno atmosférico ao aquífero. Nos casos em que o túnel está revestido total ou parcialmente ou possua impermeabilização, a pressão no extradorso do túnel nem sempre é igual a zero, pois depende do valor da coluna de água que está retida pelo revestimento ou impermeabilização.

Existem várias fórmulas sugeridas por diversos autores para o cálculo do caudal que aflui ao interior do túnel. Na Tabela 2.6 apresenta-se a equação (35) sugerida por Muskat (1937) e Goodman *et al.* (1965), a equação (36), que foi sugerida por Karlsrud em 2001, a equação (37), de Rat (1973), Schleiss (1988), Lei (1999). A equação (38) foi sugerida em 2002 por Lombardi e a equação (39) por El Tani em 1999 (Tani, 2003). Estas equações servem como comparação entre os valores aproximados do caudal que aflui ao túnel e o valor do caudal exato. Verifica-se que os valores dados por cada uma das equações tendem a aproximar-se do valor exato. Tal é explicado pela evolução dos métodos de cálculo, como sejam por exemplo o recurso ao cálculo com utilização de computadores, meios que os primeiros autores a sugerir estas aproximações não dispunham.

Tabela 2.6 – Equações das diversas aproximações para o caudal afluyente por gravidade. (Tani, 2003)

$$Q = 2\pi k r \quad (34)$$

$$Q_{MG} = 2\pi k \frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r}\right)} \quad (35)$$

$$Q_{Ka} = 2\pi k \frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r} - 1\right)} \quad (36)$$

$$Q_{SL} = 2\pi k \frac{h}{\ln\left(\frac{h}{r} + \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}\right)} \quad (37)$$

$$Q_{L_0} = 2\pi k \frac{h}{\left(1 + 0,4 \left(\frac{r}{h}\right)^2\right) \ln \frac{2h}{r}} \quad (38)$$

$$Q_{T2} = 2\pi k h \frac{1 - 3 \left(\frac{r}{2h}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right] \ln \frac{2h}{r} - \left(\frac{r}{2h}\right)^2} \quad (39)$$

Estas aproximações são mostradas graficamente pelos gráficos da Figura 2.7 e da Figura 2.8, onde se considerou um túnel circular com um raio de 7 m e o valor da altura h a variar entre uma altura de $h=60$ m, $h=45$ m, $h=40$ m, $h=35$ m, $h=30$ m, $h=25$ m e $h=20$ m. Observa-se que quanto maior é a altura h , maior é o caudal afluyente. É notório também que a formulação dada por Karlsud é a que mais se distancia do valor de caudal exato. Mostra também que os erros são da ordem de 20 % ou menos, quando a profundidade do túnel é maior ou igual a 2,5 ou 3 raios do túnel.

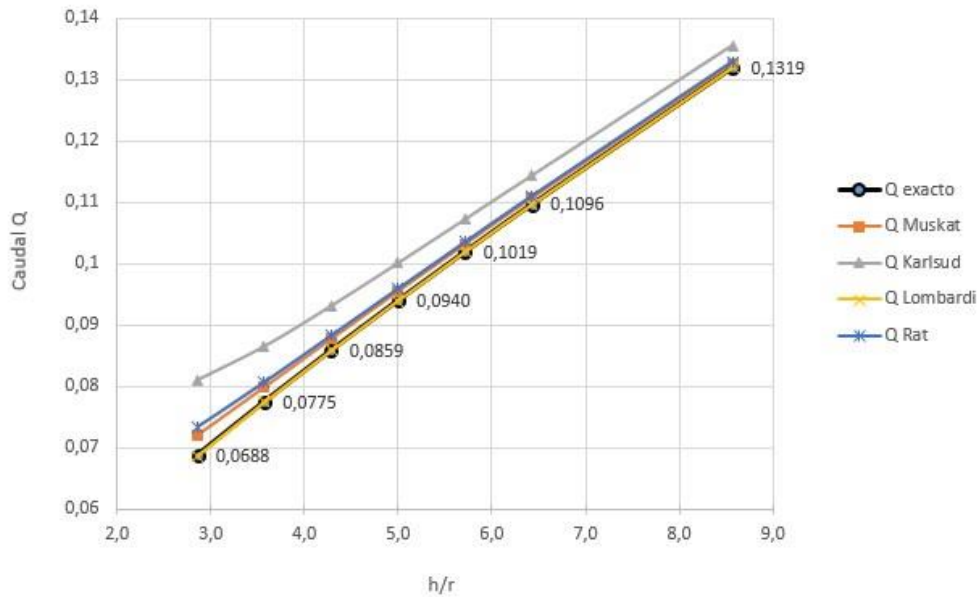


Figura 2.7 – Comparação entre os valores de caudais dados pelas fórmulas de aproximação e caudal exato.

através da relação dada pela equação (40), em que Q_{ap} é o caudal aproximado, Q é o caudal gravítico exato que afluí ao interior do túnel e Δ é a taxa de variação relativa entre as várias expressões para obtenção do caudal.

$$\Delta = \frac{Q_{ap} - Q}{Q} \quad (40)$$

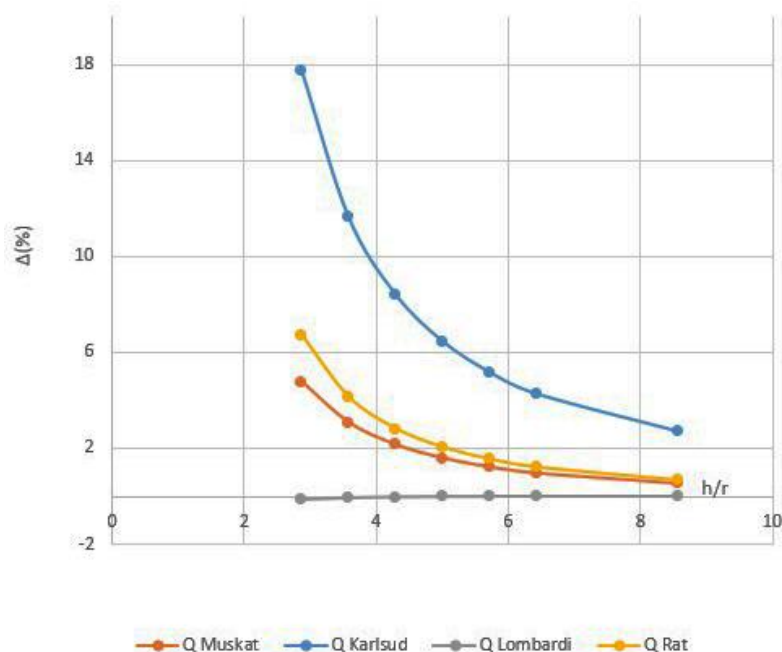


Figura 2.8 – Gráfico da diferença relativa entre as diversas aproximações dadas na Tabela 2.6 e o valor exato do caudal gravítico.

Verifica-se que quanto maior for a profundidade h , mais próximos vão estar, os valores de caudal dados pelas várias expressões, do valor do caudal gravítico exato. A variação é menor para a expressão de Lombardi, definida pela equação (38) que prevê caudais inferiores ao caudal gravítico exato, daí os valores negativos da diferença relativa. Pelo gráfico observa-se que ao longo do tempo que decorreu entre as várias formulações das equações a discrepância de valores diminui. As equações que dão os valores mais distantes são a equação (36) seguida pela equação (37) e pela equação (35).

Escavação de túneis subaquáticos

Em maciços constituídos por rochas sedimentares, existe anisotropia da permeabilidade, ou seja diferença entre o valor da permeabilidade horizontal k_x e o valor da permeabilidade vertical k_y . A existência de descontinuidades é uma causa muito importante para esta anisotropia: a permeabilidade na direção da descontinuidade é superior à permeabilidade na direção perpendicular.

As figuras seguintes expressam a variação das linhas equipotenciais de um túnel escavado num meio subaquático com um diâmetro de 10 m e secção semi circular. Para este caso ΔH , altura da superfície livre da água acima do solo, é de 20 m, S , profundidade do centro do túnel é igual a 40 m. Considera-se apenas metade da secção do túnel admitindo simetria com o eixo vertical.

Numa situação perfeita em que a base do túnel é composta por um estrato impermeável, o caudal ideal dado por um fluxo confinado, escoado para o interior do túnel pode ser dado pelas linhas descritas na Figura 2.9, onde se considera uma situação de aquífero não confinado num meio isotrópico, com a água em contacto com a superfície atmosférica, dependente da cobertura do terreno acima do centro do túnel e de secção semi circular. Q_0 é o volume que afluí ao interior do túnel quando $\frac{k_y}{k_x} = 1$ e k_0 é o coeficiente de permeabilidade isotrópica do solo.

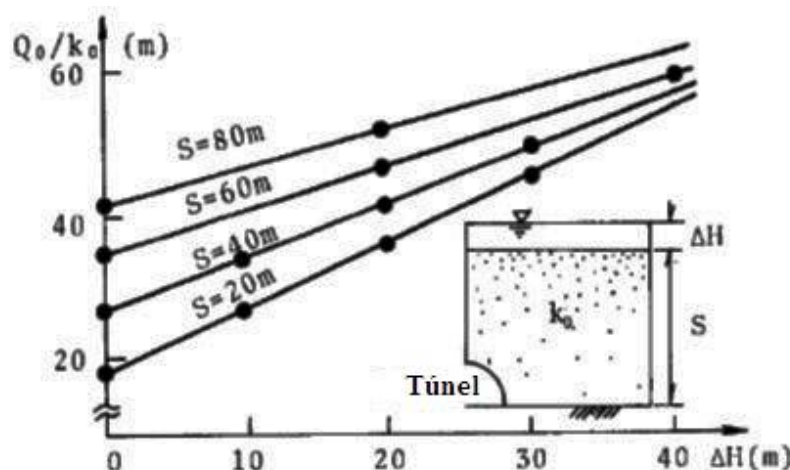


Figura 2.9- Relação entre caudal escoado em função da cobertura e altura de água acima do túnel. (Chisyaki, 1984)

A Figura 2.9 descreve uma situação idealizada de um semi-túnel. Nesta situação verifica-se que com o aumento da altura de água ΔH , o caudal aumenta também quase proporcionalmente, o que num meio natural é difícil de acontecer. O aumento é mais rápido quanto menor for a cobertura de solo.

A Figura 2.10 mostra o desenvolvimento das linhas equipotenciais num meio ortotrópico permeável. Verifica-se que as linhas equipotenciais são mais elípticas quando o quociente de ortotropia $\frac{k_y}{k_x}$ é menor. Quando a relação entre $\frac{k_y}{k_x}$ é maior as linhas com o mesmo potencial começam a aproximar-se da zona de escavação, tornando-se mais circulares neste caso. Por outro lado verifica-se que a velocidade do fluxo é maior quando a relação $\frac{k_y}{k_x}$ é maior (Chisyaki, 1984).

Verifica-se que na área superior do gráfico, que corresponde à zona mais próxima da superfície, as linhas equipotenciais são quase horizontais, uma vez que a permeabilidade em y é um décimo da permeabilidade em x . Estas linhas são as mais representativas das linhas equipotenciais para solos. Nesta situação a direção do escoamento é vertical com sentido descendente. Assim $\frac{k_y}{k_x} = 0,1$ e $\frac{k_y}{k_x} = 0,3$ são as linhas mais representativas de um solo, uma vez que os solos tem tendência a estar dispostos de forma natural por camadas e onde a permeabilidade horizontal é maior que a permeabilidade vertical. Quando a permeabilidade vertical se aproxima da permeabilidade horizontal, passando a ser o dobro desta, as linhas equipotenciais tornam-se mais circulares o que indica uma perda de potencial mais rápida numa menor distância, isso é visível na figura, na fronteira de escavação do túnel, onde existe uma maior concentração das linhas equipotenciais. Com a redução da distância entre as linhas equipotenciais, na fronteira da escavação, o gradiente hidráulico aumenta, consequentemente a velocidade de escoamento também aumenta e o caudal escoado também aumenta. Para esta situação, quando $\frac{k_y}{k_x} = 0,1$ e a linha equipotencial se encontra mais próxima da superfície o gradiente hidráulico tem um valor que se situa à volta de 0,35. Na mesma situação, mas quando já se perdeu 60% da carga hidráulica, ou seja na linha equipotencial correspondente a 40% da carga o valor do gradiente hidráulico já se situa à volta de 0,70.

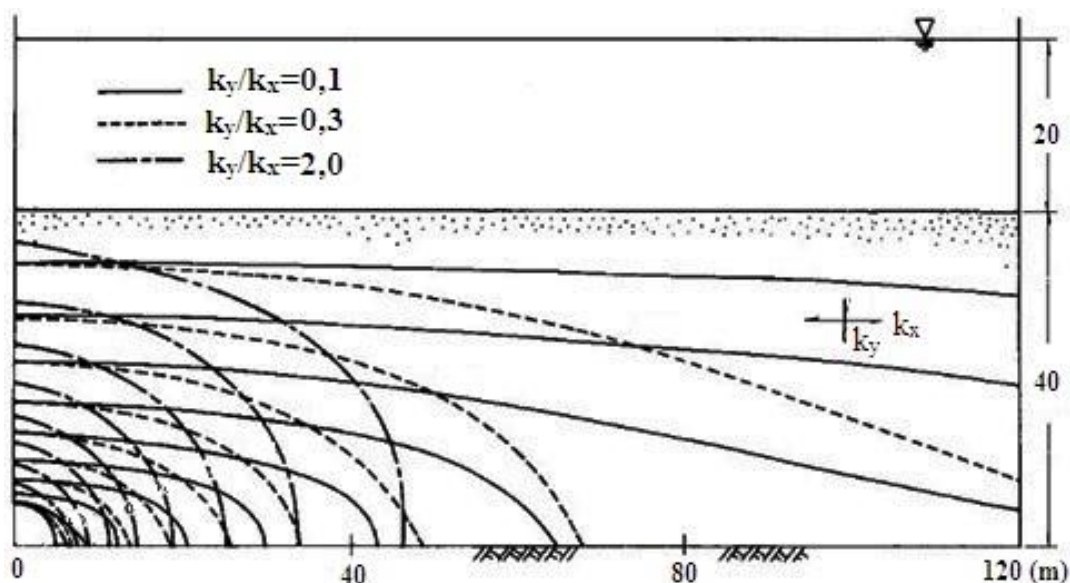


Figura 2.10 – Variação das linhas equipotenciais num meio ortotrópico. (Chisyaki, 1984)

Nem sempre o substrato impermeável se situa coincidente com a base do túnel, pelo que é necessário avaliar a quantidade de caudal que afluí ao túnel, em função da posição do substrato impermeável situado abaixo da soleira. A Figura 2.10 mostra a variação das linhas equipotenciais com a diferente profundidade S_L do estrato de rochas impermeáveis. Com a aproximação à região da zona de escavação do túnel e a diminuição da distância entre as linhas equipotenciais o gradiente hidráulico ao aproximar-se da zona do túnel aumenta. Na parte inferior, que corresponde à zona mais profunda e mais próxima do estrato impermeável, as linhas equipotenciais apresentam maior variação (Chisyaki, 1984).

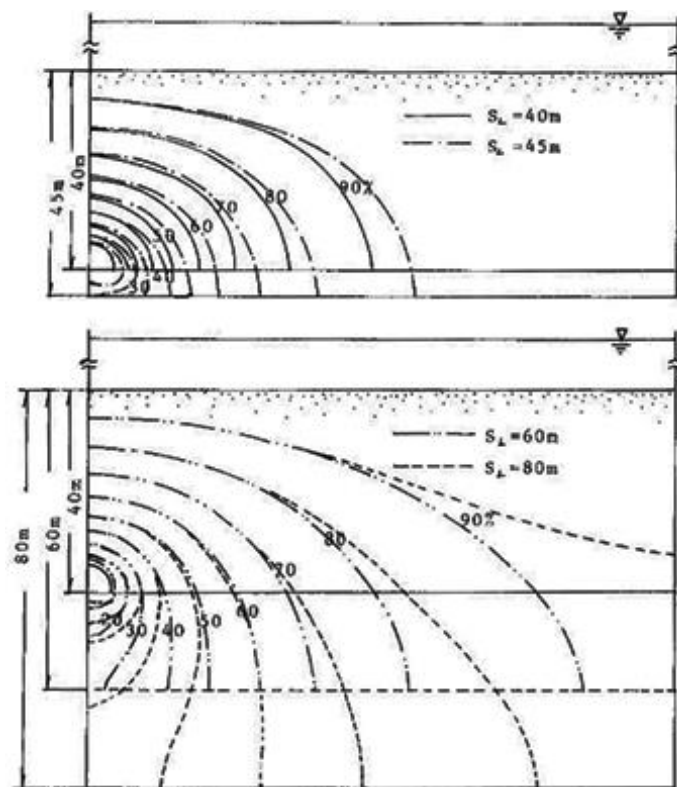


Figura 2.11 – Variação das linhas equipotenciais, em função da distância ao estrato impermeável. (Chisyaki, 1984)

Na Figura 2.11 mostram-se duas situações. Na situação superior o estrato impermeável encontra-se mais próximo, em profundidade, da soleira do túnel. Na situação inferior o estrato impermeável situa-se mais distante da soleira. Na primeira situação, pode-se observar que as linhas equipotenciais com menor carga hidráulica tendem a aproximar-se do túnel pela soleira. Isso significa que é na soleira do túnel onde podem vir a ocorrer problemas de levantamento hidráulico devido ao elevado valor do gradiente hidráulico nessa zona. Essa situação deixa de existir quando o substrato impermeável está situado a maior profundidade da soleira do túnel e na segunda situação, quando as linhas equipotenciais possuem mais de 30% da carga hidráulica.

Segundo (Chisyaki, 1984) o caudal que aflui ao interior do túnel aumenta em proporção com o aumento da espessura da cobertura do túnel, com a espessura da água sobrejacente e com o abaixamento da camada impermeável, abaixo da soleira do túnel.

Chisyaki concluiu também que o caudal afluyente cresce com a área da secção do túnel, e em túneis com secções de igual área, o caudal que aflui não varia com a geometria do túnel.

Chisyaki verificou também que a afluência de água é maior quando $\frac{k_y}{k_x}$ aumenta, e que a relação entre Q_k/Q_0 e $\frac{k_y}{k_x}$ é aproximadamente proporcional quando $\frac{k_y}{k_x}$ toma valores superiores ou iguais a 0,5. Isso mesmo está expresso na Figura 2.12 abaixo. Nesta figura Q_0 , é o caudal afluyente quando $\frac{k_y}{k_x} = 1,0$.

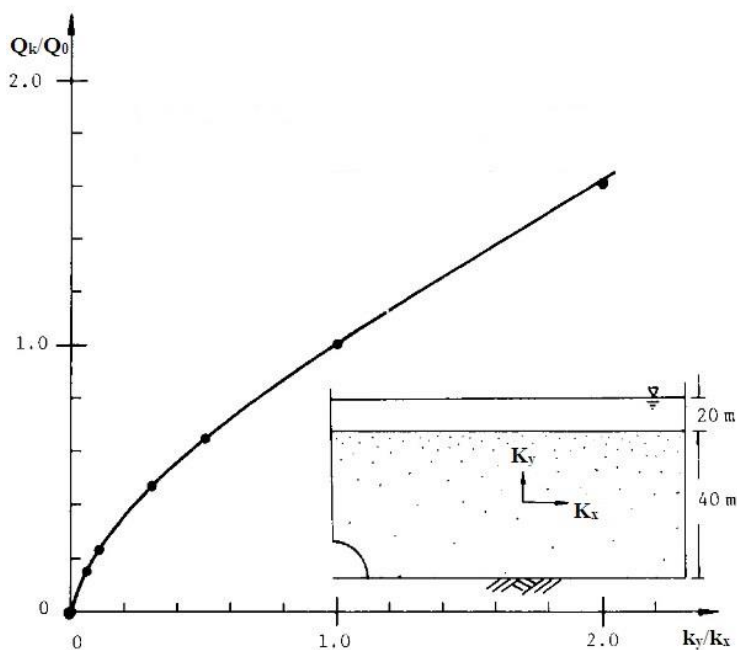


Figura 2.12 – Relação entre caudais e permeabilidades (Chisyaki, 1984)

Q_k é o volume que aflui ao interior do túnel, para um dado valor de $\frac{k_y}{k_x}$. Na Figura 2.13 está representado Q_0 , volume de descarga quando $S_L = S$, ou seja, quando o estrato impermeável é coincidente com a soleira do túnel.

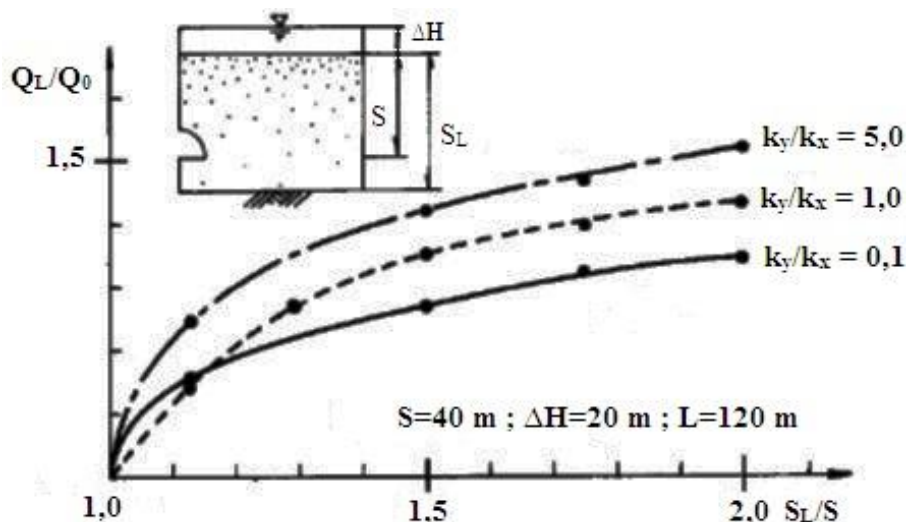


Figura 2.13- Relação entre caudais escoados e distâncias ao substrato impermeável. (Chisyaki, 1984)

Assim, segundo (Chisyaki, 1984), a relação dada pelas linhas do gráfico da figura, que expressam o volume escoado para o interior do túnel Q_L , em função da localização do substrato impermeável é dada por:

$$\frac{Q_L}{Q_0} = -1,7786e^{-\frac{S_L}{S}} + 1,7019 \quad (41)$$

Multiplicando o valor da equação pela descarga Q_0 facilmente se determina o volume Q_L quando $S_L \neq S$. A análise desta figura indica que a variação do caudal escoado em função da posição do substrato impermeável é considerável, pelo que é necessária uma estimativa precisa da localização do substrato impermeável.

Água em regime variável ou transiente

O regime transiente ocorre nas condições de variação temporal do escoamento: é uma situação típica da fase de construção de um túnel, uma vez que a geometria e a posição das fases de escavação vão mudando com o avanço da frente.

A Figura 2.14 representa um túnel longo, para o estudo do caudal de água num aquífero não confinado. Neste caso se as paredes do túnel estiverem à pressão atmosférica, o nível freático situado acima do túnel vai baixar, assim como a entrada de água para o túnel, em função do tempo.

Para a Figura 2.14, o caudal é dado também pela equação (41). No entanto, antes de se dar início à escavação não existe caudal. Quando se começa a escavar, surge o desenvolvimento de um fluxo transiente devido ao abaixamento do nível freático acima do túnel e da variação de pressão que daí resulta. Para este caso (Goodman *et al.*, 1965) demonstraram que o valor do fluxo por unidade de comprimento do túnel $Q(t)$, para um dado tempo t é dado pelo caudal:

$$Q(t) = \left(\frac{2C}{3} \frac{KH_0^3 S_y}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (42)$$

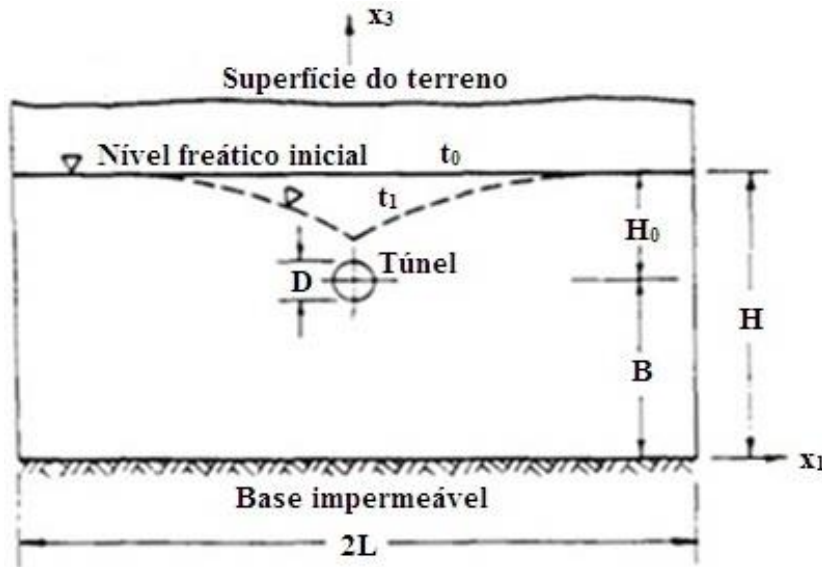


Figura 2.14 - Túnel em aquífero não confinado. (Meiri, 1985)

Em que C é uma constante. (Goodman *et al.*, 1965) mostrou que o valor mais adequado é 0,75. H_0 é a altura desde o centro do túnel até ao nível freático inicial e S_y é o rendimento específico.

De acordo com a equação (42), o fluxo de água para o interior do túnel vai diminuir proporcionalmente com a raiz quadrada do tempo. Após se atingir um estado estável, o fluxo irá manter-se constante e o nível freático não vai baixar mais.

Sob estas condições e contando que o nível freático já atingiu o túnel, o caudal que aflui por unidade de comprimento do túnel é dado pela fórmula de Dupuit-Forchheimer (Bear, 1979).

$$Q = K \frac{(H_0 + B)^2 - B^2}{L} \quad (43)$$

Em que L é a distância horizontal na qual o nível freático sofre abaixamento (ver Figura 2.14). (Meiri, 1985) ressalva que os valores obtidos por estas equações apenas podem ser considerados na fase de construção do túnel, não podendo ser utilizados na fase de exploração, onde outras considerações deverão ser tomadas em conta.

2.1.4 Efeito da permeabilidade do meio no regime hidrogeológico

Os meios que permitem uma maior facilidade de escoamento, são os meios com permeabilidade elevada, como por exemplo maciços constituídos por areias, rochas bastante fraturadas, materiais com porosidade aberta elevada e rochas fraturadas.

Quando existe uma zona de elevada permeabilidade, é esperada uma grande afluência de água ao interior do túnel. Na Figura 2.15, Δl representa uma zona de elevada permeabilidade, l representa a distância até ao centro do túnel, Q_0 é o fluxo num meio homogêneo, isotrópico em meio permeável com coeficiente

de permeabilidade k_0 . Q' é o fluxo num meio não homogêneo, com elevada permeabilidade e R é o raio de uma secção de túnel circular. Da análise da figura abaixo (Chisyaki, 1984) concluiu que o fluxo aumenta quando l/R é menor que 5 e que converge para 1, em meios homogêneos quando é superior a 5.

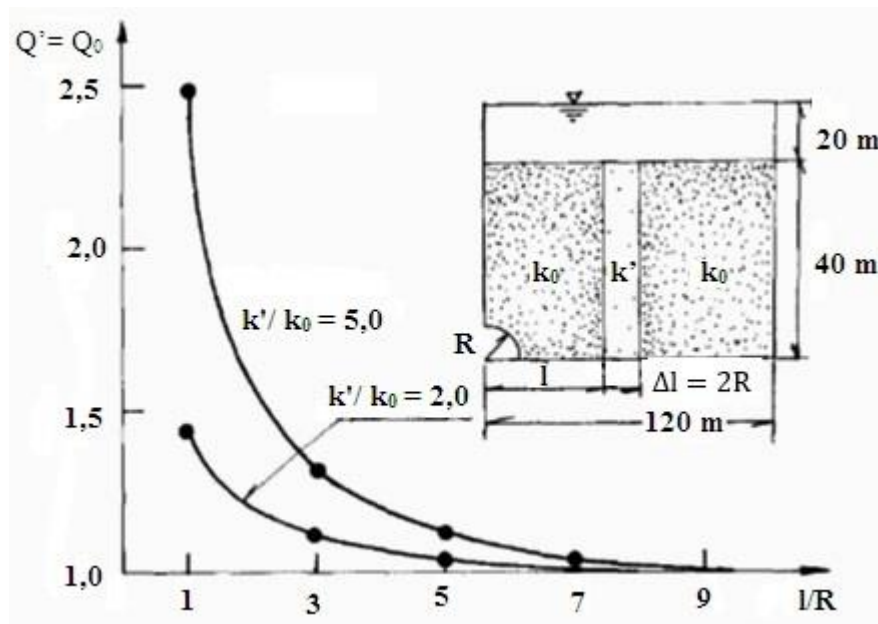


Figura 2.15- Relação entre Q'/Q_0 e l/R

Os meios que não permitem que o escoamento ocorra com tanta facilidade são os meios impermeáveis ou de baixa permeabilidade, como o caso de rochas sãs ou materiais de granulometria muito fina, como as argilas e siltes. Serão neste meios sobretudo onde existiram problemas de sob pressão, devido à incapacidade da água em percolar. $\Delta l = 2R$ $Q' = k'/k_0 = 5,0$

2.1.5 Água com excesso de pressão

Sendo a água um líquido praticamente incompressível um dos maiores problemas a que está associada em túneis, é o excesso de pressão. O excesso de pressão hidráulica, ou por outras palavras água com pressão elevada, é um fenómeno que ocorre com água em estado hidrostático, sem percolação ou com percolação de pequena expressão. Pode dever-se à retenção de água aquando da formação das rochas, ou à percolação em meios de permeabilidade bastante reduzida. A água ao circular pelo maciço tentará sempre encontrar um caminho para escoar. Quando tal não acontece e é encontrado um obstáculo à sua livre circulação, começa a gerar-se um excesso de pressão, ou seja a água começa a acumular-se e fica sujeita a uma pressão maior do que aquela que possui quando se encontra em circulação livre. A consideração da existência de água com pressão elevada é avaliada desde a fase de projeto uma vez que esta pode afetar a escolha da geometria do túnel. Túneis com geometria circular resistem mais e melhor a elevadas pressões de água, devido ao efeito de arco.

2.2 Deformabilidade e perda de resistência

Descrição da perturbação introduzida pela escavação

Ao escavar-se um túnel, o estado de tensão do maciço escavado sofre uma perturbação. Com a escavação dá-se um reajustamento de tensões no maciço para que se estabeleça um novo estado de tensões no perímetro escavado. As tensões atuantes no perímetro de escavação anulam-se, uma vez que após escavada passa a ser uma face livre.

O estado de tensão na zona de escavação será diferente do estado de tensão geostático (inicial), prévio à perturbação induzida pela escavação até uma distância considerável da face de escavação, medida para o interior do maciço.

Estado de tensão inicial

Previamente à escavação está instalado no maciço o denominado estado de tensão geostático que resulta da história geológica do mesmo. No geral, este é definido pelas seis componentes do tensor de tensão ou equivalentemente, pela intensidade e pela direção das três tensões principais. Em regra, o estado de tensão é tridimensional e anisotrópico.

A complexidade associada a estas características leva a que se introduzam simplificações na abordagem do problema da definição do estado de tensão inicial. Nomeadamente, considera-se frequentemente um estado axissimétrico em torno da direção vertical, com a tensão principal segundo o eixo vertical correspondente ao peso do maciço sobrejacente e as tensões principais horizontais proporcionais a esta, segundo o coeficiente de impulso em repouso.

A tensão instalada no maciço a escavar, tensão geostática σ_∞ , é definida por

$$\sigma'_{zz} = \gamma_w z \text{ e } \sigma'_{xx} = \sigma'_{yy} = K_0 \sigma_{zz} \quad (44)$$

onde γ_w é o peso volúmico do maciço, z é a da profundidade contabilizada desde a superfície do maciço e K_0 é o coeficiente de impulso em repouso, definido por

$$K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \quad (45)$$

Este coeficiente situa-se entre os valores de K_a , coeficiente de impulso ativo e K_p coeficiente de impulso passivo. Em materiais sem coesão aparente (maciços não cimentados e sem o efeito de sucção) pode ser estimado através da expressão:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \times OCR^{\sin\varphi} \quad (46)$$

sendo φ o ângulo de atrito interno do maciço e OCR o grau de sobreconsolidação.

Quando $K_0 = 1$ diz-se que o maciço tem um estado de tensão hidrostático, uma vez que todas as tensões principais são iguais, sendo a tensão isotrópica e não existindo tensões de corte. Nesta situação, pode-se, por aproximação, dizer que para túneis profundos:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \gamma h = \sigma_{\infty} \quad (47)$$

onde σ_{∞} significa o valor da tensão (hidrostática) calculada, para efeitos de referência, à profundidade média de escavação do túnel, h .

Estado de tensão induzido pela escavação

Ao escavarmos, o estado de tensão no maciço é perturbado e estabelece-se um novo estado de tensão.

O estado de tensão induzido pela escavação tem natureza tridimensional, sendo que por simplificação se toma como axissimétrico em torno do eixo longitudinal do túnel (eixo z, horizontal). Consideram-se as coordenadas cilíndricas, com o referencial dado pela Figura 2.16:

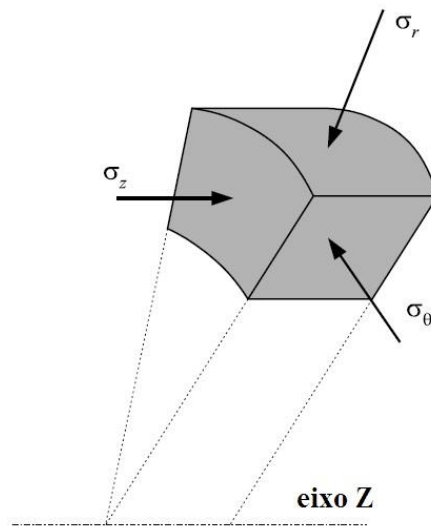


Figura 2.16 - Representação das tensões principais no solo em 3D, segundo o eixo z. (Kolymbas, 2005)

Condições de fronteira e cavidade suportada por uma pressão p_i como modelo de analogia

As condições de fronteira podem ser representadas pelo modelo da Figura 2.17. A natureza tridimensional da escavação leva à existência de efeito de arco nas direções longitudinal e transversal.

O estado de tensão introduzido pela escavação é tridimensional com efeito de arco, que corresponde à consideração de uma pressão fictícia p_i no contorno da zona escavada.

Desta figura observa-se que na superfície de corte a tensão atuante é a pressão p_i .

A pressão p_i surge quando se efetua a abertura de uma cavidade circular, num maciço, devida à reorientação de tensões e ao efeito de arco que limita as deformações e “ajuda a apoiar” a secção escavada. Essa pressão p_i atua normalmente ao perímetro escavado e com direção do centro da escavação para o perímetro escavado. Essa pressão p terá um valor $p_i < \sigma_\infty$.

Numa distância suficientemente afastada da superfície de corte permanece o valor da tensão geostática.

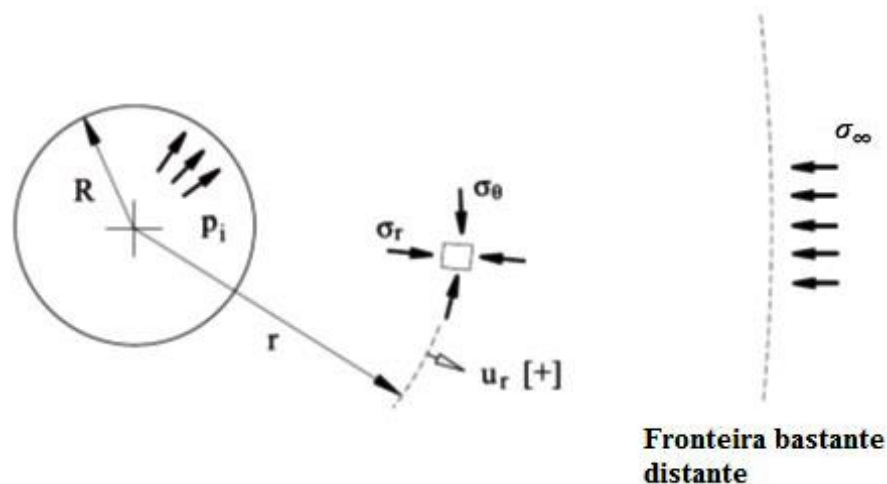


Figura 2.17 – Condições de fronteira no maciço (Torres & Labuz, 2006)

Em função do valor de p_i , desde que diferente do valor da tensão geostática, o maciço deforma-se. Para valores de p_i baixos, o maciço deforma-se para o interior do túnel e pode ocorrer colapso.

O efeito de arco acontece em materiais com um mínimo de coesão, quando as condições de apoio se modificam. O material possui capacidade para redistribuir as cargas, aumentando-as nas zonas menos móveis e aliviando-as nas zonas mais deformáveis. Acontece devido à capacidade que o material possui em resistir à tensão de corte atuante. O efeito de arco irá limitar as deformações que ocorrem no maciço. Como o material tem a sua deformação limitada, não perde resistência, logo consegue auto suportar-se durante algum tempo o que permite que se escave e coloque o suporte na secção escavada. Os fluídos por não terem coesão, não possuem efeito de arco, isto justifica o porquê de solos e rochas conseguirem auto suportar-se por pequenos períodos de tempo, sem qualquer suporte, ao passo que na presença de água tal já não acontece e ocorrem colapsos.

E esta situação pode ser analisada por analogia como se existisse, pressão fictícia p_i no contorno do túnel.

Maciço elástico

Em certas circunstâncias a escavação de um túnel pode produzir-se em regime elástico. É um material que obedece à lei de Hooke lei que relaciona linearmente a deformação causada num corpo com a força exercida sobre o mesmo. Quando o material atinge a tensão de cedência, deixa de ter comportamento

elástico e passa a apresentar deformação plástica ou irreversível, não conseguindo retomar o seu estado inicial indeformado.

Por simplicidade Um meio elástico pode assumir-se como sendo homogéneo e isótropo, com dois parâmetros, o módulo de deformação ou módulo de Young, E e módulo de corte, G , rigidez à distorção. Os dois módulos relacionam-se através de:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (48)$$

onde ν , é o coeficiente de Poisson, que relaciona as extensões em duas direções ortogonais.

A Figura 2.18 representa esquematicamente o sentido positivo das tensões e do deslocamento, após a escavação, num quarto de secção de um túnel circular, estando as equações que definem estas tensões expressas em seguida.

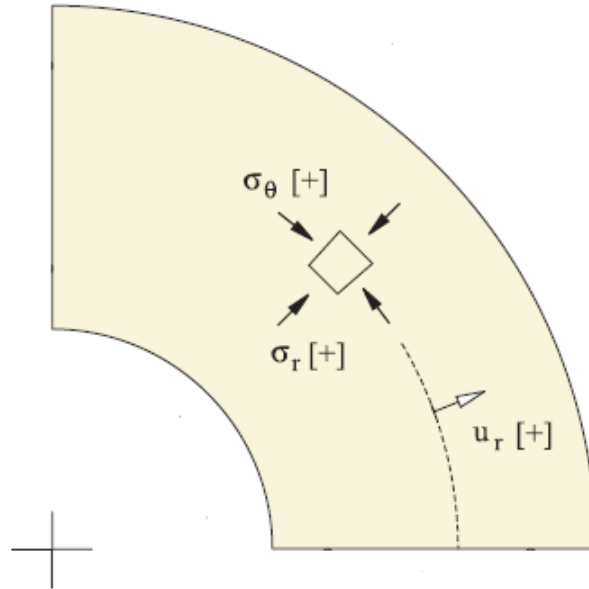


Figura 2.18- Representação do estado de tensão após a escavação, num aro circular. (Torres & Labuz, 2006)

As condições de equilíbrio a cumprir para este estado são:

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} = \gamma \quad \text{e} \quad \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = 0 \quad (49)$$

A tensão normal e a tensão de corte nas paredes do túnel são nulas, uma vez que o túnel encontra-se sem suporte.

O campo de tensões no meio elástico devido à escavação e à presença da pressão p_i é:

$$\sigma_r = \sigma_\infty \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + p_i \frac{R^2}{r^2} = \sigma_\infty - (\sigma_\infty - p_i) \frac{R^2}{r^2} \quad (50)$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{\infty} \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) + p_i \frac{R^2}{r^2} = \sigma_{\infty} + (\sigma_{\infty} - p_i) \frac{R^2}{r^2}$$

$$\sigma_{r\theta} = 0$$

Conclui-se serem as direções radial e perimetral direções principais de tensão.

Este mesmo campo de tensões representa-se graficamente tal como mostrado na Figura 2.19:

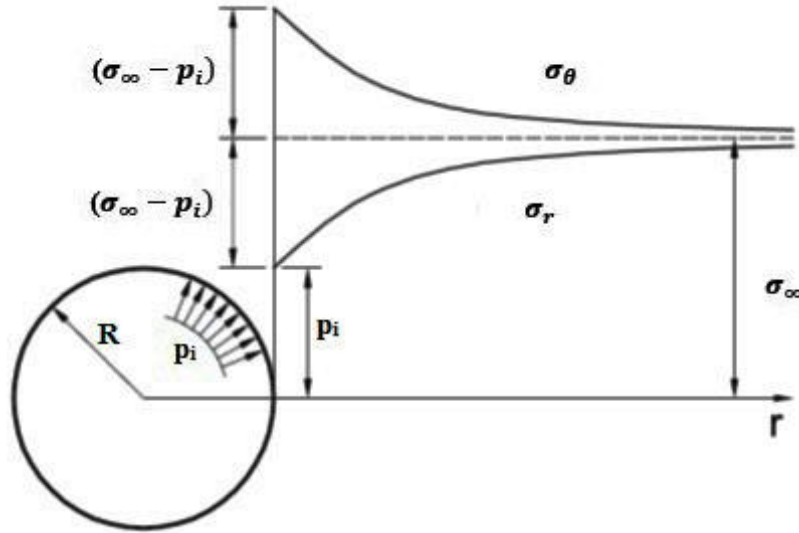


Figura 2.19- Representação de tensões num meio elástico linear. (Kolymbas, 2005)

O campo de deslocamentos no meio elástico é dado por duas parcelas. A primeira parcela representa os deslocamentos devidos à tensão geostática σ_{∞} e a segunda parcela é então referente aos deslocamentos induzidos no maciço pela escavação.

$$u = \frac{\sigma_{\infty}}{2(\lambda + G)} r + \frac{\sigma_{\infty} - p_i}{2G} \frac{R^2}{r} \quad (51)$$

A relação existente entre o deslocamento radial $u(r_0)$ na face de escavação e a pressão fictícia, designa-se por curva de reacção do maciço, e é dado por:

$$u|_R = R \frac{\sigma_{\infty}}{2G} \left(1 - \frac{p_i}{\sigma_{\infty}} \right) \quad (52)$$

Esta relação é expressa graficamente num meio elástico linear pelo gráfico que é dado abaixo pela Figura 2.20:

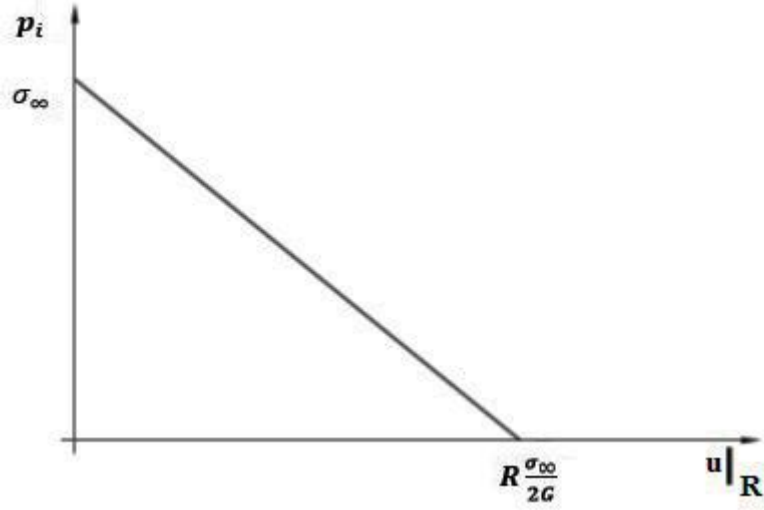


Figura 2.20– Curva de reação do maciço elástico (Kolymbas, 2005)

Deste gráfico observa-se que quando a pressão é nula, existe um deslocamento instalado no maciço, que é o deslocamento devido ao alívio da pressão hidrostática. Corresponde a uma situação sem efeito de arco tridimensional, isto é, bastante afastada da frente de escavação. Quando a pressão interna aumenta, os deslocamentos tendem a diminuir.

Na maior parte das vezes o maciço escavado não responde no domínio elástico, mas com deformações plásticas.

Maciço elasto-plástico de Mohr-Coulomb

Um material elasto-plástico caracteriza-se por possuir duas fases de comportamento distintas. Uma fase em que o material possui comportamento elástico, ou seja perante um acréscimo de tensão o material sofre uma deformação que é reversível e uma fase plástica que é alcançada após o material ultrapassar a tensão de cedência. Nesta fase apresenta deformações permanentes.

A fronteira entre o comportamento elástico em todo o domínio e o aparecimento do comportamento plástico marca-se quando $p = p_i^{cr}$. Para valores de $p \geq p_i^{cr}$ todo o maciço permanece elástico. Para $p < p_i^{cr}$ uma coroa próxima da cavidade plastifica e apresenta deformações plásticas. A representação da coroa plástica em torno do túnel está representada na Figura 2.21. Aí R_p , significa raio plástico que é a distância desde o centro de escavação até ao limite da zona plástica.

Considerando a igualdade da tensão radial na fronteira do domínio plástico, o valor do raio plástico é dado por:

$$R_p = R \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{\sigma_\infty}{p_i} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (53)$$

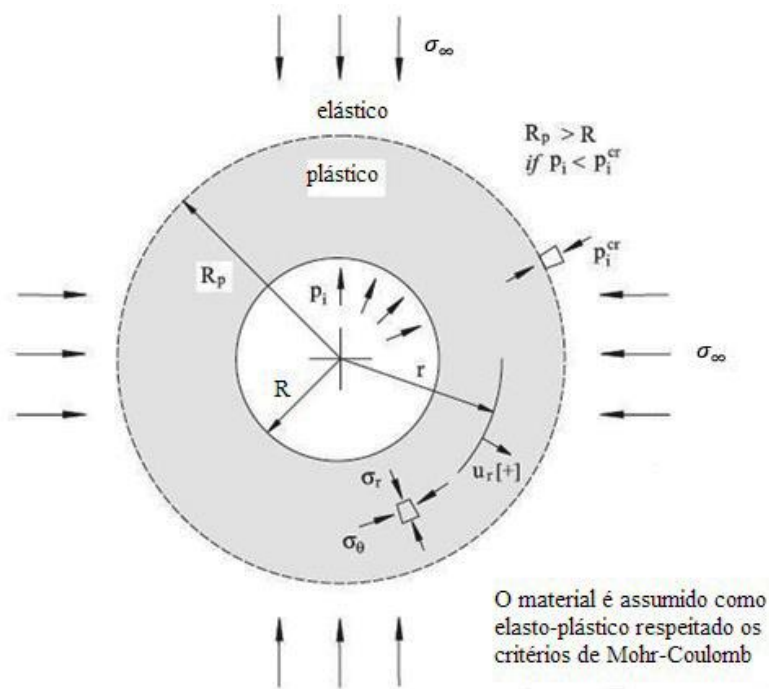


Figura 2.21– Fronteira elasto-plástica (Torres & Labuz, 2006)

A representação do aparecimento do comportamento plástico encontra-se representada graficamente na Figura 2.22 a qual passa-se a explicar.

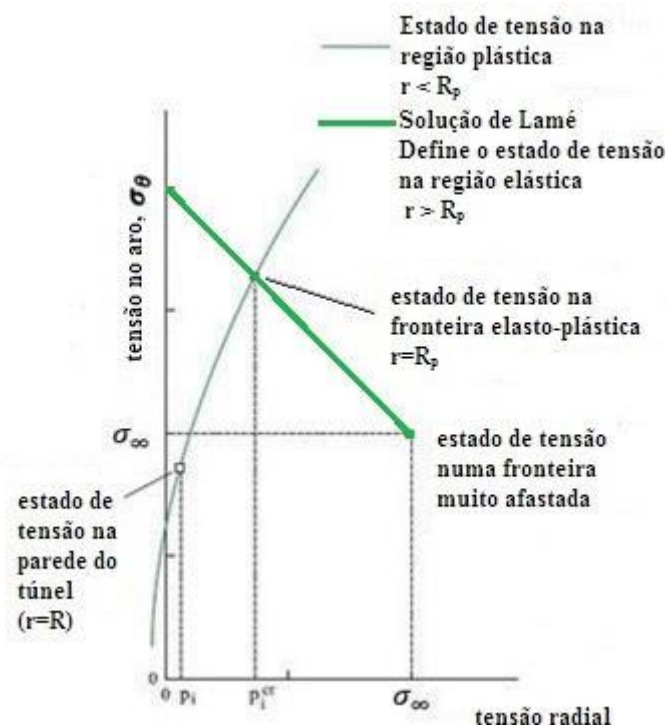


Figura 2.22- Pressão interna crítica (Torres & Labuz, 2006)

Atendendo ao eixo das abcissas, tensão radial σ_r , distingue-se o comportamento plástico que se situa entre 0 e p_i^{cr} . Após o valor de p_i^{cr} está representado o comportamento elástico. $r = R_p$

$\sigma_r = 0$ representa a face da parede escavada do túnel. Aí $\sigma_\theta = 2 \cdot \sigma_\infty$.

O desenvolvimento de tensões no maciço é dado pela envolvente de rotura descrita pela curva ascendente situada entre 0 e p_i^{cr} e pela solução de Lamé representada pela reta de declive negativo após o valor de p_i^{cr} .

Tal como era de esperar num meio elástico e pela solução de Lamé, o ponto da reta com maior tensão radial, tem o mesmo valor do que a tensão geostática $\sigma_r = \sigma_\infty$.

Caso de $p_i > p_i^{cr}$

No caso em que a pressão interna é igual ou superior à pressão interna crítica, a solução é totalmente elástica e é analisada da mesma forma que o descrito para um maciço com comportamento elástico.

Caso de $p_i < p_i^{cr}$

No caso em que a pressão interna fictícia é inferior à pressão interna crítica, o maciço encontra-se parcialmente no domínio plástico. O comportamento plástico do material solo verifica-se quando no espaço das tensões é atingida a cedência. As deformações plásticas traduzem o endurecimento do material. O endurecimento permite saber qual é o valor da deformação que o material sofre.

A situação de equilíbrio que se estabelece é ilustrada pela Figura 2.23 a qual se passa a explicar.

Existe bem delimitada uma coroa em torno de todo o perímetro de escavação, a zona com comportamento plástico, onde o material do maciço tem comportamento plástico, $R_p > R$.

Quando $R \leq r < R_p$, o campo de tensões que define o comportamento plástico é dado pelas equações:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= p_i \left(\frac{r}{R} \right)^{K_p - 1} \\ \sigma_\theta &= K_p p_i \left(\frac{r}{R} \right)^{K_p - 1}\end{aligned}\tag{54}$$

onde K_p é o coeficiente de impulso passivo.

Além da zona plástica, para $r > R_p$, situa-se a zona de comportamento elástico. Nesta zona o campo de tensões é definido por:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_\infty - (\sigma_\infty - \sigma_e) \frac{R_p^2}{R^2} \\ \sigma_\theta &= \sigma_\infty + (\sigma_\infty - \sigma_e) \frac{R_p^2}{R^2}\end{aligned}\tag{55}$$

$$\sigma_{r\theta} = 0$$

A representação destes campos de tensões está expressa na Figura 2.23. Nesta figura $r_e = R_p$.

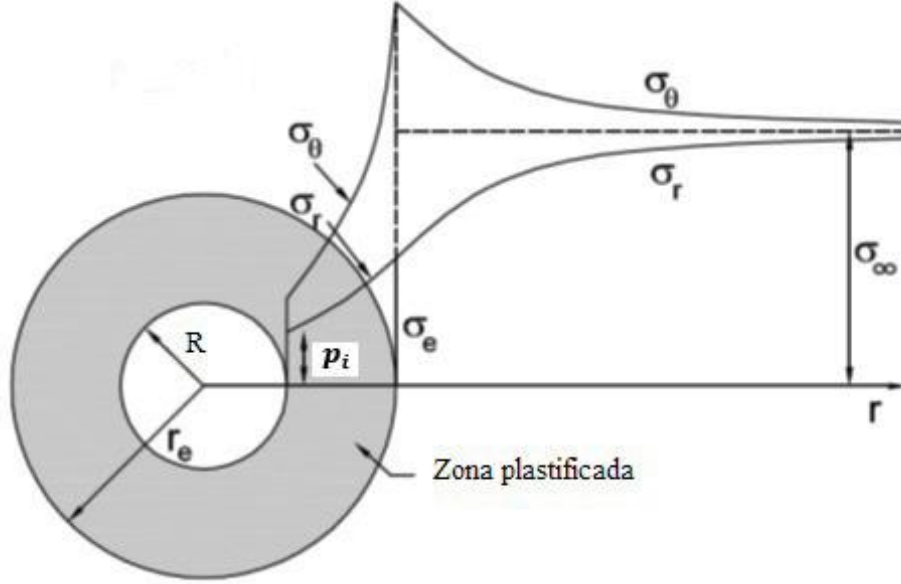


Figura 2.23- Campo de tensões em meio elasto-plástico. (Kolymbas, 2005)

Quando o raio plástico r_e é igual ao raio do túnel, todo o maciço tem comportamento elástico. A pressão atuante p_{cr} é dada por:

$$p_{cr} = \sigma_{\infty}(1 - \sin\varphi) - c\cos\varphi \quad (56)$$

O deslocamento radial na parede da cavidade, na presença da coroa elasto-plástica, em função da pressão atuante p_{cr} , quando $r = R$, $c = 0$ e quando $p < p_{cr}$, são dados pela expressão seguinte:

$$u|_R = R \sin\varphi \frac{\sigma_{\infty}}{2G} \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{\sigma_{\infty}}{p_i} \right)^{\frac{2-b}{(K_p-1)(1-b)}} \quad (57)$$

em que b é uma constante do material a escavar que depende da dilatância do material.

Estes deslocamentos são expressos graficamente, mostrando a relação existente entre p_{cr} e $u|_R$ no gráfico que é conhecido como a característica do maciço, mais conhecido por curva de reação do terreno, representada graficamente pela Figura 2.24. Esta figura expressa a relação $u|_R$, que em túneis se chama convergência. Esta figura mostra que quando o valor de $p_{cr} = 0$, existe um valor finito da convergência. Isso significa que o material consegue auto suportar-se, o que acontece apenas nos materiais com coesão. Esse valor é obtido pela equação (58). No caso dos materiais sem coesão quando $p_{cr} = 0$, não existe um valor finito da convergência, significando que os materiais não se conseguem auto-suportar, sendo essa

relação verificada quando se utiliza a equação (57) em que se verifica que a curva de reação do terreno tende para um valor infinito de $u|R$.

$$u|R = R \left[\frac{\sigma_{\infty}(1 - \operatorname{sen}\varphi) - c(\cos\varphi - \cot\varphi)}{p + c\cot\varphi} \right]^{\frac{2-b}{(K_p-1)(1-b)}} \times \frac{\sigma_{\infty}}{2G} \left(\operatorname{sen}\varphi + \frac{c}{\sigma_{\infty}} \cos\varphi \right) \quad (58)$$

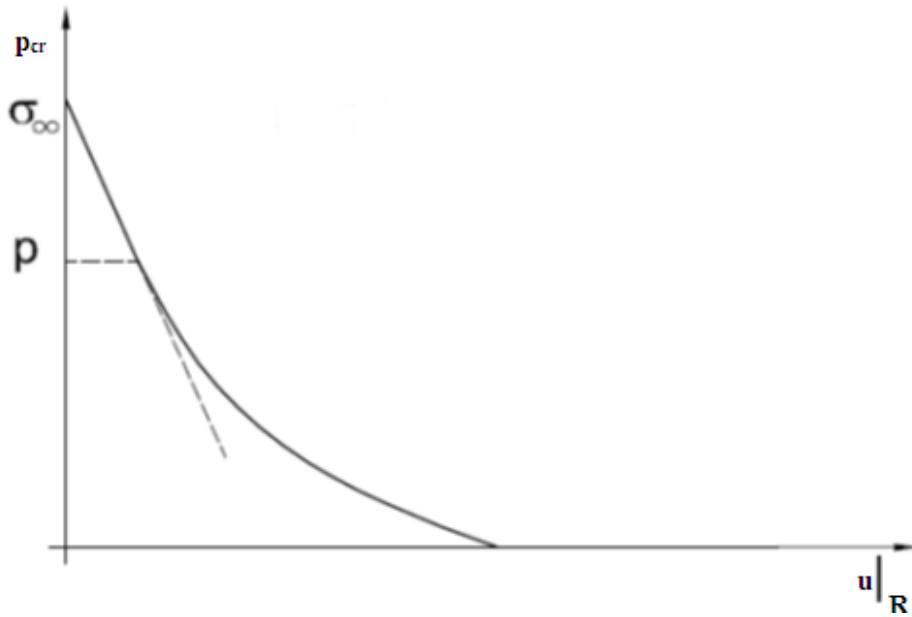


Figura 2.24- Curva de reação do terreno num meio com coesão. (Kolymbas, 2005)

As rochas que apresentam uma maior tendência para se deformarem e contribuírem para a instabilidade da frente de escavação são ardósias, xistos argilosos, rochas cuja composição tem abundância de minerais como caulino, ilita, grafite e clorite. Além destas também os maciços de rochas brandas, rochas muito fraturadas e alteradas e depósitos piroclásticos muito alterados apresentam elevada deformabilidade.

Segundo (Cornejo L. , 1988) com a presença de água, os fenómenos de instabilidade e expansão dos maciços são devidos à água intersticial nos poros, fissuras e fraturas das rochas. A pressão de água existente nos poros e fissuras (pressão intersticial) tem um papel muito importante no processo de rotura ao corte. A resistência ao corte é dada pela expressão:

$$\tau = c' + (\sigma - u)\tan\varphi \quad (59)$$

τ representa a resistência ao corte do material, c' a coesão, σ a tensão normal total, u a pressão intersticial e φ o ângulo de resistência ao corte do material.

Com a escavação, o maciço rochoso perde o confinamento inicial o que provoca o movimento de água intersticial até à escavação, ficando a rocha sujeita a uma pressão adicional de água que favorece os fenómenos de fluência e/ou expansão.

Quando estamos na presença do nível freático livre acima da soleira do túnel, deve considerar-se no solo, a pressão hidrodinâmica da água:

$$P_w = \gamma_w \Delta h \quad (60)$$

P_w é a pressão hidrodinâmica da água, γ_w é o peso volúmico da água e Δh é a variação da carga hidráulica, que é dada pela altura de água livre que está acima da soleira do túnel. A pressão hidrodinâmica é capaz de alterar o peso volúmico do material submerso e diminuir a tensão efetiva a que o mesmo está sujeito, e também a resistência ao corte ao produzir-se um fluxo de água. O fluxo gerado, consequência da variação da carga hidráulica introduz as forças de percolação, que são tangentes ao fluxo e representam uma força desestabilizadora adicional. As forças de percolação são dadas por:

$$f_p = \gamma_w i \quad (61)$$

em que i é o gradiente hidráulico.

A estabilidade do túnel é beneficiada quando se dá o aumento da permeabilidade na zona plástica, assim como quando esta zona é mantida drenada. Porque nesta zona a presença de água sujeita a pressão induz um aumento das forças no tardo e incrementa também as forças de percolação que dão origem a instabilidade e queda do material. Por sua vez prejudicam a estabilidade, o aumento do gradiente hidráulico da água na zona plástica, que faz com que exista propensão à saída do material mais fino e a diminuição da permeabilidade nas imediações do túnel, que aumentam a força de sob pressão a que a água fica sujeita quando está parada.

Quando existe instabilidade da frente de escavação, o processo de rotura tenderá naturalmente a progredir, caso não exista nenhuma medida de controlo. O movimento do maciço irá progredir e afetar uma larga quantidade de material à volta. No entanto um novo estado de equilíbrio irá formar-se, mas antes já se terá criado uma chaminé acima da abóbada do túnel, tal como representado na Figura 2.25.

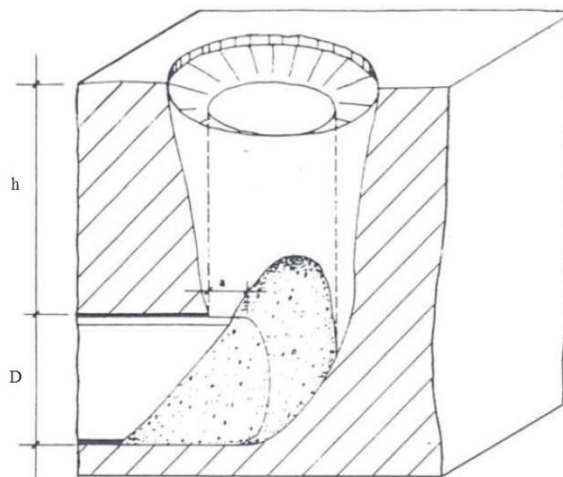


Figura 2.25- Representação da formação de uma chaminé, devido ao colapso da frente de escavação. (Cornejo L. , 1989)

O volume do maciço afetado acima da abóbada do túnel será o volume definido pelo parabolóide expresso na Figura 2.26:

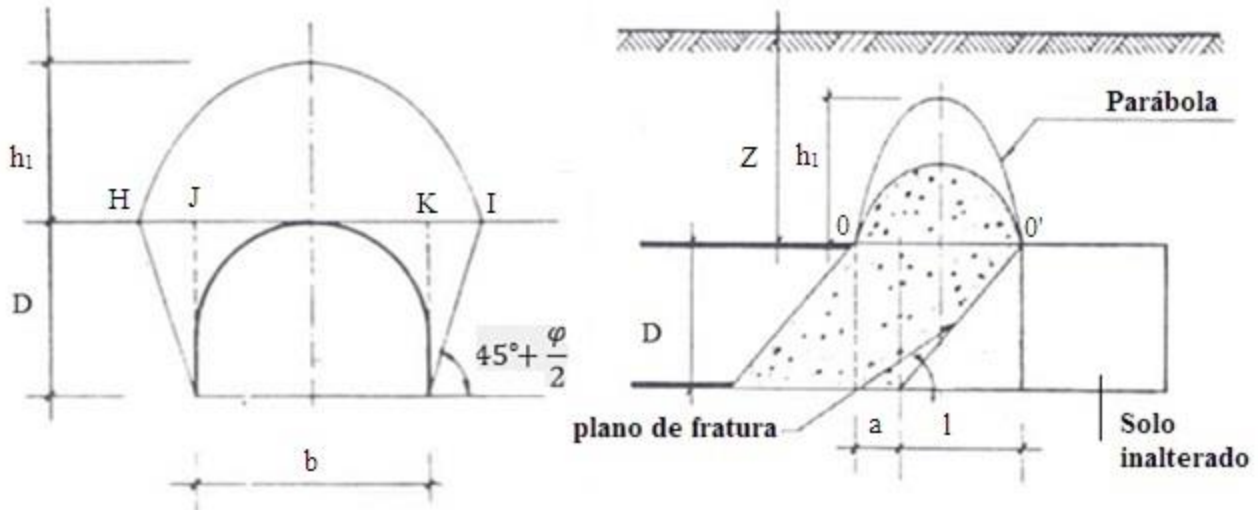


Figura 2.26 – Parabolóide formado após o colapso da frente de escavação. (Cornejo L. , 1989)

Da análise à figura acima, observa-se que do lado direito se verificam as equações dados por (62), do lado esquerdo a linha horizontal acima da abóbada do túnel define a expressão que é dada por (63): h_1

$$00' = a + l \text{ e } h_1 = \frac{B}{2f} \quad (62)$$

$$HI = B \quad (63)$$

Os parâmetros por elas expressos são:

a = Comprimento do avanço de escavação ainda sem suporte

b = Largura do túnel

D = Altura do túnel

c = Coesão

z = Espessura do maciço acima da abóbada

σ_c = Tensão de compressão simples

$$l = D \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (64)$$

$$B = b + 2 \cdot D \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (65)$$

f = Fator de Protodyakonov (Cornejo L. , 1989). Este fator para rochas é dado por:

$$f = \frac{\sigma_c}{100} \quad (66)$$

No caso dos solos a correspondente equação expressa-se na seguinte forma

$$f = \frac{c}{\sigma_c} + \operatorname{tg} \varphi \quad (67)$$

Isto significa que quando $h_1 < Z$, h_1 é dado por (68) e quando $h_1 > Z$, h_1 é dado por (69)

$$h_1 = \frac{B}{2f} \quad (68)$$

$$h_1 = Z \quad (69)$$

Quando a fratura do paraboloide atinge a superfície, irá formar-se um assentamento de larga escala que dá origem a uma cratera e à criação de uma ligação entre a superfície e a frente do túnel.

2.3 Ações químicas de degradação devidas à presença de água, em rochas

A circulação da água no interior do maciço dá origem à ocorrência de fenómenos de natureza química que podem causar degradação das rochas. Este efeito acontece devido à percolação, em que a água por efeito de arrastamento transporta consigo partículas finas que por efeito de abrasão levarão ao desgaste das rochas.

As rochas mais sujeitas às ações de desgaste químico por ação natural, conhecida como meteorização, são as que se situam na entrada dos túneis, em túneis de pouca cobertura (Cornejo L. , 1989). A meteorização é mais propícia de ocorrer nas rochas cuja constituição tem abundância dos minerais magnésio, cálcio e ferro. Os minerais que são produto da meteorização dão origem a uma argila de granulometria muito fina, a sericite, mineral comum da degradação das rochas em locais sujeitos a alterações hidrotermais (Imperial College London, 2013).

A meteorização causada pelo movimento da água subterrânea dá origem a argilominerais como a montmorillonita, illita, clorite, vermiculita e misturas argilosas. Com os processos de alteração hidrotermal, a argilização, dá-se a conversão de rocha em agregados de argila, que tornam uma rocha sã numa rocha quase sem coesão, composta por minerais de argila que expostos à humidade atmosférica ou à água subterrânea poderão dar origem a fenómenos de expansão e eventualmente de erosão interna (Cornejo L. , 1989).

Uma outra causa também associada ao desgaste químico das rochas é o transporte de minerais constituintes das rochas pela água subterrânea, que posteriormente ficam retidos em zonas onde não existe espaço suficiente que permita a sua passagem e que sujeitos a condições ambiente diferentes das condições a que estavam sujeitos, alteram o seu comportamento, por exemplo devido a expansão.

A expansão dos minerais dá origem a pressões que levam à fissuração e abertura de fendas, contribuindo dessa forma para a divisão de uma rocha em blocos de rocha menores, criação de novos percursos de circulação da água e em último, para o desprendimento e queda dos blocos separados da rocha inicial.

Capítulo 3

Efeitos introduzidos pela presença de água em túneis

As condições de trabalho são mais difíceis na escavação de túneis onde existe a presença de água, devido aos condicionalismos que a mesma impõe ao normal funcionamento dos equipamentos, movimento de operários e desempenho de tarefas. A existência de água no interior do túnel pode acontecer devido à posição do nível freático na zona a escavar ser elevada, provocando afluência de água ao local de escavação, por infiltração de águas superficiais ou da chuva (Sinha, 1989). A afluência de água com caudal ou pressão elevada constitui um problema à normal execução dos trabalhos de construção.

Caudais muito elevados causam sérios problemas na construção e no progresso dos trabalhos, provocando atrasos na construção e desperdício de tempo nas várias tentativas para gerir a entrada de água. Já foi confirmado também que grandes descargas de água no interior dum túnel têm impacto nos aquíferos próximos (Chisyaki, 1984), assim como também podem ter impactes ambientais nos meios naturais próximos da zona de construção, dependentes da água, como sejam regiões pantanosas ou florestas. Daí que também seja importante conhecer o volume de água que afluí ao interior do túnel, de forma a evitar confrontações entre os habitantes das proximidades dos locais de construção, com os promotores da obra de um túnel e evitar alterações gravosas no meio natural envolvente.

Durante a exploração, infiltrações de água para o interior do túnel podem provocar cargas adicionais ao revestimento, originando desconforto para os utilizadores, a sua degradação, e até mesmo instabilidade mecânica ou rotura.

Efetuuou-se o levantamento dos efeitos causados pela água em túneis, diferenciando-se o maciço a escavar entre escavação efetuada em maciço rochoso e escavação efetuada num meio composto apenas por solos. Diferenciou-se as diferentes fases do túnel, iniciando-se na escavação e construção, até ao seu pleno funcionamento tal como mostra a Tabela 3.1. Não se incluiu a fase de projeto nesta tabela, uma vez que todos os problemas causados pela água devem ser tidos em conta justamente nessa fase.

Tabela 3.1 – Efeitos introduzidos pela água, em túneis

	Escavação e Construção	Exploração/Funcionalidade
Solos	1, 2, 3, 4, 6, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 17, 18	2, 6, 9, 10, 11, 12, 14, 16
Rochas	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18	2, 6, 9, 10, 11, 12, 14, 16

Em seguida descreve-se o efeito a que corresponde cada número das células da tabela:

1. Corresponde a efeitos causados pela dificuldade de remoção e transporte.
2. Instabilização, com risco de derrocada ou abatimento.
3. Levantamento hidráulico.
4. Afetação do ciclo de produção.

5. Danificação de equipamentos e redução do nível de segurança dos operários.
6. Efeitos elétricos.
7. Perturbação da utilização de explosivos.
8. Degradação das condições de aplicação de betão projetado.
9. Fendilhação do revestimento.
10. Corrosão de armaduras.
11. Infiltrações ou ao surgimento de manchas de humidade.
12. Oxidação em elementos construtivos de fixação.
13. Condicionamento na escolha da geometria do túnel, por presença de água.
14. Efeito da água nos sistemas de drenagem.
15. Efeitos provocados pela água por abaixamento do nível freático.
16. Deformabilidade do solo à superfície, subsidência.
17. Evitar formação de gelo no interior do túnel.
18. Controlo da qualidade da água.
19. Medidas de prevenção de danos ambientais e no abastecimento de água a populações.

3.1 Efeitos na fase de escavação e construção

Quando a afluência de água se dá com um caudal elevado, a escavação com recurso a tuneladoras de escudo aberto é desaconselhada, devido ao facto destas terem de ser máquinas especificamente preparadas para escavar terrenos com presença de água (Sinha, 1989), ou seja terá de recorrer-se à utilização de tuneladoras com escudo, que atualmente são o tipo de tuneladoras que conseguem escavar em maciços onde existe presença de água. Existe contudo o risco das tuneladoras ficarem presas no maciço, daí que em (ITA, 2009) seja sugerida a utilização de outros métodos construtivos que não recorram à utilização de tuneladoras, em situações onde a água possa estar presente em excesso. Neste mesmo relatório (ITA, 2009) são enumeradas as vantagens da escavação pelo método convencional, face a algumas desvantagens face à utilização de tuneladoras. No método convencional de escavação de túneis, não são utilizadas tuneladoras. Uma das desvantagens da utilização de tuneladoras é a limitação de geometria que as mesmas impõem.

O método convencional de escavação de túneis, *Conventional Tunneling Method* (CTM), é um método que permite mais facilmente escavar maciços onde existe grande alteração das suas propriedades ao longo do eixo do túnel, permitindo com maior facilidade alterações de geometria do túnel e uma mais fácil escolha dos métodos e sequências de escavação face ao tipo de terreno encontrado.

Quando a escavação ocorre num maciço rochoso bastante alterado, existe a dificuldade de aplicação do método de escavação NATM (*New Austrian Tunneling Method*), uma vez que este se torna difícil de aplicar betão projetado em maciços que possuam rochas de fraca resistência ou saturadas (Marangon, 2007).

Na fase de escavação do túnel, devido à afluência e presença de água no interior do túnel ou escorrimentos através da frente de escavação ou hasteais, carregar os escombros resultantes da escavação, para o exterior do túnel torna-se um processo mais difícil, estando o material saturado. Estando esta situação identificada pelo **ponto um**. Quando os escombros estão secos, não existe a problemática de lidar com a água e material molhado, uma vez que o manuseio dos mesmos torna-se mais difícil para operários e máquinas. Quando os escombros estão molhados, possuem maior peso próprio a sua textura será plástica e

líquida no caso do material a escavar e remover ser solo, fatores que dificultam e demoram a sua movimentação com os equipamentos de obra e exigem mais tempo de execução, o que implica um ciclo de produção mais longo e complexo.

Se os escombros a remover forem rochas, este processo torna-se mais fácil devido à maior facilidade em carregar este material com equipamento de obra adequado, no entanto persistem as dificuldades devido ao facto da soleira do túnel se encontrar molhada ou inundada. Aí é necessário efetuar a drenagem adequada do pavimento para que a água seja afastada das zonas de movimentação de máquinas e operários e não dê origem a acidentes de trabalho. A água pode ser drenada com recurso à utilização de bombagem, ou se o terreno assim o permitir com a criação de pendentes e por gravidade.

Em ambas as situações, quer se tratem de solos ou de rochas, o pavimento deve ser drenado de forma a estar livre de água. Dessa forma é mais fácil identificar zonas de afluência de água caso que persistam após a escavação. Esta situação está relacionada com o terceiro efeito identificado, o risco de ocorrência de levantamento hidráulico, que é a saída do material mais fino por arrastamento pela passagem da água, devido às maiores forças de percolação que se instalam nesta zona. Tal como identificado no capítulo anterior, o levantamento hidráulico tem maior probabilidade de ocorrer na zona da soleira do túnel.

No **ponto dois** identifica-se o risco instabilização com eventual derrocada e/ou abatimento. Devido à perda de resistência do material a escavar, a segurança dos operários é colocada em causa quando o risco de queda de blocos de rocha é uma ameaça. Um maciço rochoso ao apresentar fissuração e com presença de água está sujeito à queda de blocos que se soltam por ação da água. As rochas saturadas perdem até 50% da sua resistência ao corte (Sinha, 1989). A água circula pelo espaço fendilhado entre as rochas, isso faz com que quando o seu caminho está obstruído, a pressão aumenta, dando origem ao fenómeno de sob pressão hidráulica, que por sua vez faz com que o espaço entre as rochas aumente, o atrito entre os blocos diminua, o que faz com que possam desprender-se e cair. Como consequência, quando os blocos caem dão origem à alteração da geometria de contorno do túnel, introduzindo sobreconsumo de betão ou necessidade de reperfilamento da secção e podem também originar acidentes graves com operários e equipamentos (ITA, 2009).

Quando a escavação decorre em solo, um dos maiores riscos associados a este ponto é a instabilização, devido à presença de água. A existência de forças de percolação pode tornar o material da frente de escavação muito instável podendo deslizar segundo uma superfície de escorregamento e atingir equipamentos e operários. Perante tal, a frente de escavação precisa de ser estabilizada. Se este efeito for previsto com antecedência uma das formas mais eficazes de lidar com ele, é prevendo a utilização de tuneladoras com escudo. O escudo das tuneladoras situado na frente de corte permite conter toda a frente de escavação, através da aplicação de uma força estabilizadora superior às forças instabilizadoras, ao mesmo tempo que atrás do escudo existe espaço que permite aos operários efetuarem os trabalhos necessários à estabilização da parte do túnel escavada, garantindo assim a sua segurança.

O **ponto três** referente ao levantamento hidráulico acontece sobretudo na zona de soleira do túnel quando devido ao valor do gradiente hidráulico o material fino é retirado criando-se uma zona preenchida por água e com pouca resistência.

Os efeitos que atuam sobre o ciclo de produção, identificado no **ponto quatro**, são todos aqueles que por qualquer motivo provocam atrasos na conclusão das tarefas dentro do tempo estabelecido. Avarias em

equipamentos, encontro de condições de escavação não favoráveis e não previstas em projeto, assim como acidentes graves e realização de trabalhos suplementares, são as causas mais comuns que provocam atrasos na conclusão da obra. Por exemplo no túnel de São Gotardo¹, em que devido à entrada de água e rocha pela frente de escavação, a tuneladora ficou presa no interior do maciço em escavação, provocando um atraso de cinco meses, para a sua recuperação o que implicou também a realização de trabalhos suplementares, não previstos no projeto inicial.

Outro grande problema da existência de água durante a escavação é o risco de segurança que acarreta para os operários, identificado através do **ponto cinco**. Uma vez que, por exemplo em contacto com cabos elétricos necessários para manter em funcionamento iluminação e outros equipamentos de obra, a água como mau condutor da eletricidade pode dar origem a acidentes graves ou fatais de eletrocussão, curto-circuitos e consequentemente danos em equipamentos que podem ser vitais para a execução da obra. Daí que seja necessário evitar sempre a passagem ou presença de cabos elétricos no pavimento, devendo os mesmos ser sempre instalados nas paredes do túnel, assim como os dispositivos de iluminação necessários ao longo da construção. Assim evitam-se também quedas de operários e que os cabos sejam pisados por máquinas. Como forma de prevenir e evitar acidentes por eletrocussão, os dispositivos elétricos utilizados na obra devem o máximo de isolamento possível para evitar o contacto com a água.

Os efeitos que estão associados à segurança dos operários e equipamentos devido à presença de água, são por exemplo a presença de água em excesso de pressão, que quando não prevista pode ter como consequência estragos nos equipamentos de sondagem ou perfuração, avarias nos mesmos e pode também ferir os operários devido aos elevados valores de pressão que pode atingir. No caso do túnel de São Gotardo, num furo de sondagem a água foi expelida com uma pressão de 150 bar (15000 kPa).

Segundo o efeito catalogado no **ponto sete**, a água poderá também não permitir em algumas situações, o desmonte de rocha por detonação, uma vez que pode preencher os furos de colocação dos explosivos e inibir o cordel detonante, assim como pode destruir o poder explosivo de alguns agentes explosivos, por preencher os vazios que existem dentro destes (Jimeno, 2006). Existem também alguns tipos de explosivos que não podem estar em contacto com a água, pelo que o elemento água pode uma vez mais ser condicionante na não utilização dos mesmos, devido à sua presença. Assim a água pode dar origem à perda dos explosivos, o que se traduz em elevados custos e à obrigação de utilizar outras técnicas de desmonte da rocha, inicialmente não previstas implicando mais custos. Como consequência, este efeito acarreta acréscimo de custos e possível atraso na realização de tarefas. Poderá também ainda ser necessário efetuar furos de drenagem avançada à frente da escavação de forma a desviar a água, para possibilitar a continuação do desmonte com a utilização de explosivos. Devem ser cumpridas as cargas mínimas de explosivos a utilizar em função das distâncias a locais habitados e vias de comunicação mais próximos, de forma a evitar que estes sejam afetados, pelas detonações (OSALAN, 2012).

O excesso de água nas paredes do túnel escavado causa dificuldade de aplicação do betão projetado, uma das principais técnicas construtivas aquando da utilização do método NATM ou outros métodos convencionais de escavação, como referido no **oitavo ponto**. Esse excesso de água impede a adesão do betão às paredes do túnel e provocam o desperdício de material e mão-de-obra. Terá como consequência o

¹ Caso 46 do Anexo I

atraso na realização das tarefas, e numa situação limite terá de ser efetuada a drenagem ou desvio da água dessa zona para que seja possível lá colocar o betão projetado que irá estabilizar e conferir maior rigidez e suporte à zona e não permitindo que na mesma se soltem materiais.

Após a instalação da primeira camada de betão projetado ou mesmo até após a instalação do revestimento final, é necessário monitorizar o comportamento da água uma vez que esta tem de ser encaminhada corretamente para os sistemas de drenagem. O efeito identificado **no ponto nove** refere-se a quando assim não acontece. A acumulação de água na parte posterior do betão projetado ou do revestimento provoca um aumento de pressão que dá origem à fendilhação da camada de revestimento que a separa do interior do túnel, abrindo assim um caminho para a sua passagem. A fendilhação do revestimento pode também dever-se a deformações impedidas, não estando nessa situação relacionada com o aumento de pressão da água, mas constituindo uma passagem para a água, caso consiga afluir a uma zona onde isso ocorra. Como consequência, este efeito pode levar à necessidade de efetuar uma drenagem mais eficaz da zona, substituição da área afetada, desperdício de material e mão-de-obra, assim como a realização de trabalhos suplementares não previstos.

Quando existe a passagem de água através do revestimento ou mesmo através da malha colocada aquando da colocação do betão projetado, existe sempre o risco de acontecimento do efeito identificado **no ponto dez**, que é a oxidação das armaduras devido ao ataque químico dos minerais presentes na água ao ferro das armaduras, na presença de oxigénio. Este efeito tem consequências mais graves a longo prazo, uma vez que é uma ação que se prolonga no tempo, e que depende da própria deformação do material das armaduras que acontece por diminuição de secção e perda de capacidade resistente. Pode implicar a substituição do revestimento da área afetada.

Quando existe a passagem de água do tardo do revestimento para o interior do túnel existe sempre o surgimento de manchas de humidade ou infiltrações nos estados mais avançados do efeito catalogado no **ponto onze**. As manchas de humidade darão origem a problemas estéticos, perdendo o revestimento o seu aspeto estético inicial. As infiltrações materializam-se na entrada de água para o túnel. Não devem ser desprezadas caso o túnel possua impermeabilização, uma vez que nessa situação indicam uma falha no correto funcionamento do sistema de impermeabilização, podendo dar origem aos efeitos descritos nos dois pontos anteriores.

O **efeito doze** é identificado através do exemplo dado pelo caso 65 do anexo I, que se deveu ao ataque químico dos elementos de fixação dos painéis de revestimento do tecto do túnel. Tal como acontece com as armaduras, estes elementos de fixação perderam capacidade resistente por diminuição da área de secção, o que originou a queda dos painéis que eram fixos por esses elementos. Este efeito pode também ocorrer a longo prazo em túneis secundários sem revestimento, escavados em maciços rochosos, por ataque químico a elementos de suporte e fixação de rochas. A consequência mais evidente deste efeito é o desprendimento dos materiais que são fixos por estes elementos metálicos, podendo essas matérias atingir os utilizadores do túnel, tal como aconteceu no caso descrito no anexo.

Já o **ponto treze** refere-se ao condicionalismo da escolha de geometria devido à presença de água. Tal como já foi descrito anteriormente, os métodos de escavação a adotar condicionam a obtenção da geometria prevista porque implicam um maior ou menor tempo de execução até à obtenção da secção final pretendida, mas também é condicionada pela presença de água, gabarito dos veículos que irão circular no

túnel, e número de sentidos de circulação. Assim em túneis com grandes áreas de secção escavados sem recurso a tuneladoras, é conveniente escavar túneis menores que podem servir de túneis de sondagem, chamados de túneis piloto ou galerias, em que se averigua a constituição do maciço a escavar, e a presença de água (Marangon, 2007). Uma das vantagens deste método é a possibilidade das zonas com presença de água serem determinadas e escavadas antes da secção total ser aberta. Pode minimizar a utilização de explosivos. A abertura de galerias laterais pode facilitar a instalação de suportes laterais em maciços de fraca resistência. Como consequência pode elevar o tempo de finalização do túnel principal até à conclusão da galeria, e aumentar o tempo de execução, uma vez que as galerias por serem menores podem obrigar à utilização de técnicas manuais ao invés de equipamentos com maior rendimento (Marangon, 2007). Meios com presença de muita água requerem uma secção circular, devido à maior facilidade que possuem em deformar-se e dar origem a contração do maciço, assim como à maior perda de capacidade resistente do solo. Numa situação em que o meio seja composto por rochas fraturas mas ainda possuam alguma capacidade resistente, basta que a secção do túnel seja fechada na base (ITA, 2009).

No **ponto catorze**, assinala-se o efeito da água nos sistemas de drenagem. Este efeito é devido à ação química dos minerais constituintes da água que podem dar origem a avarias nos equipamentos de bombagem ou até mesmo nos sistemas intermédios de drenagem, impedindo dessa forma a drenagem da água para o exterior do túnel. Por exemplo o túnel de Seikan² que possui drenagem da água do mar que aflui ao seu interior, através de sistemas de bombagem. A água do mar possui sais em solução e oxigénio que facilmente atacam os componentes dos elementos de bombagem provocando incrustações nos mesmos e oxidação que podem levar à sua paragem. Como consequência da paragem dos elementos de bombagem, pode dar-se a inundação do túnel, e consequentemente a sua inoperacionalidade até à resolução do problema. É necessária a inspeção e manutenção regular destes equipamentos de forma a prevenir acidentes. Os elementos intermédios dos sistemas de bombagem podem também ficar obstruídos pela deposição de sais devidos à passagem da água.

É de vital importância o conhecimento da posição a que se encontra o nível freático uma vez que os trabalhos a realizar assim como os métodos construtivos a adotar serão planeados em função de uma escavação num meio com ou sem a presença de água, efeito mencionado pelo **ponto quinze**. O abaixamento do nível freático poderá ter graves impactes ambientais tal como ficou provado com a construção do túnel Romeriksporten³, que levou ao desaparecimento de uma floresta, devido à falta de água (Holmøy, 2008).

A presença de água devida ao nível freático, dependendo da sua posição faz com que aumente o valor da pressão intersticial presente no local da escavação, diminuindo as tensões efetivas e levando ao aumento da deformabilidade do maciço, devido à diminuição da resistência do material a escavar.

O conhecimento da posição do nível freático é detetado através de perfurações de sondagem ainda na fase de projeto. A água presente no maciço poderá provocar deslocamentos excessivos na frente de escavação, formando ligações entre a frente de escavação e a superfície, ligação que é conhecida como chaminé. A formação de chaminé acontece devido à redução da pressão de suporte da frente de escavação que leva ao aumento dos deslocamentos na frente de escavação, para o interior do túnel e ao consequente colapso desta. Vários casos de acidentes ocorridos devido à formação de chaminés, com consequências

² Caso 10 do Anexo I

³ Caso 27 do Anexo I

bastante gravosas, encontram-se descritos no anexo I. Acontece maioritariamente em túneis com cobertura superficial reduzida e é crítica em escavações em meios urbanos, assim como os assentamentos superficiais em grandes áreas, fenómeno conhecido como subsidência mencionada pelo **ponto dezasseis** desta lista de efeitos provocados pela água. Como exemplo de acidentes em que ocorreram problemas com subsidência são indicados os caso 27, o caso 32 e o caso 37.

Um dos modelos utilizados para estudar estes comportamentos em função da posição do nível freático, foi proposto em 1996, por Giorgios Anagnostou e K. Kovári, encontrando-se explicado com detalhe no Anexo II.

A formação de gelo, apontada no **ponto dezassete**, deve-se ao abaixamento da temperatura da água até ao ponto de congelação 0°C. Quando a água atinge essa temperatura passa do estado líquido ao estado sólido, com um aumento de volume. A formação de gelo pode ter consequências gravosas se ocorrer no interior de maciços rochoso ou materiais de revestimento de túneis, pois causa um aumento de tensões nos materiais que levam ao aparecimento de fissuração. Dessa forma os materiais deterioram-se mais rapidamente.

No **ponto dezoito**, indica-se o controlo da qualidade da água. Prende-se sobretudo com o risco de contaminação e agressividade química existente entre a água presente no solo e os túneis que se destinem ao transporte de fluidos, por exemplo túneis que transportem água destinada ao abastecimento de populações. Se existir água contaminada presente no solo, esta pode infiltrar-se através do revestimento do túnel e contaminar os fluídos que este transporte.

O **ponto dezanove** refere-se aos efeitos com risco ambiental que representa a construção de túnel. Embora os túneis sejam vistos em alguns casos como obras de baixo impacte ambiental, noutras situações podem ter um grande impacte, se a sua construção vier a causar alterações ambientais significativas na zona de construção, como seja por exemplo uma diminuição das reservas subterrâneas de aquíferos próximos que sirvam para abastecimento a populações.

3.1.1 Efeito da erosão interna na escavação de túneis

A erosão interna afeta a estabilidade global do maciço podendo levar ao seu colapso, situação que é criada pela existência de forças de percolação devidas à presença de água em movimento em meios compostos por solos finos, em especial siltes. Esta situação é bastante problemática na fase de escavação e construção. Os quatro tipos de erosão interna existentes estão representados na Figura 3.1, e descritos abaixo.

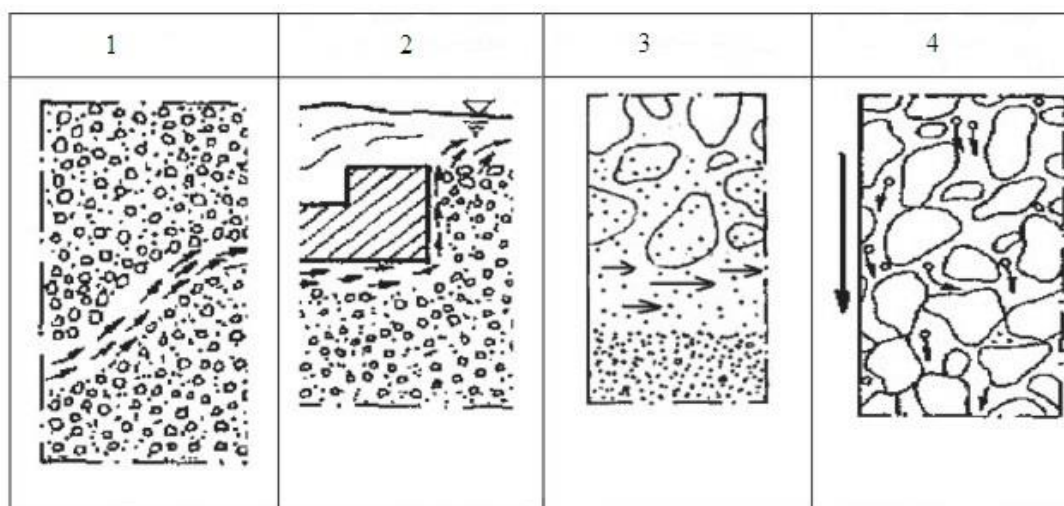


Figura 3.1 – Quatro tipos de erosão interna. (Bonelli, 2012)

Assim no primeiro caso a erosão ocorre devido a um fluxo concentrado de água, em forma de tubo, que passa por um espaço vazio ou oco erodindo as paredes desse mesmo espaço e transportando nesse mesmo tubo o material. Este processo mecânico é conhecido como *piping*.

O segundo caso mostrado na figura a erosão acontece quando devido à passagem da água a superfície do solo é erodida pela passagem do fluxo de água, originando o arrastamento e a saída das partículas do solo que estão atrás da zona de saída da água. Pode dar-se debaixo de superfícies coesivas ou superfícies rígidas em partículas de quase todos os tamanhos, tal como a imagem representa. Nesta situação o volume do material diminui e a integridade estrutural fica em risco, o que pode originar a formação de crateras e também subsidência (Tamrat, 2011).

No terceiro caso a erosão interna acontece pelo contacto entre partículas de solo mais finas com partículas de solo de maiores dimensões. Isto acontece quando a água circula num meio que é composto por solos finos e partículas de solo de maiores dimensões. Este processo é conhecido como sufusão e consiste na lavagem de finos e normalmente acontece nos materiais interiores instáveis (Tamrat, 2011). Segundo (Bonelli, 2012), nesta situação o volume inicial não é alterado, no entanto a porosidade e o coeficiente de permeabilidade aumentam ao passo que a massa volúmica e o coeficiente de uniformidade decrescem.

O quarto caso, identificada na bibliografia estrangeira como *clogging*, é um processo que funciona na direção da estabilidade. É oposto aos efeitos da erosão e da lavagem de finos. É o movimento livre das partículas finas por entre os vazios dos solos grossos com descontinuidade granulométrica e geométrica, em que as partículas finas posicionam-se nos poros entre as partículas maiores, causando a redução da seção dos canais de circulação da água e consequentemente a redução da permeabilidade do solo (Tamrat, 2011). A instabilidade hidráulica inicia-se em materiais sem coesão e com menos de 30% a 40% de preenchimento ou através de segregação dos filtros ou transição de água por materiais cuja dimensão máxima seja superior a 5 mm em 40% e o máximo diâmetro seja superior a 75 mm. A ocorrência de erosão e lavagem de finos ocorre na zona de contacto entre dois materiais.

Tal como descrito por (Bonelli, 2012), o solo é um meio composto por capilaridades abertas, e por sucessões de poros separados por várias constrições. Nesse meio o fluxo de água que o atravessa pode ser

considerado como um tubo de fluxo composto por linhas de fluxo paralelas entre si, dando origem a um regime laminar.

O fluxo de água atravessando o solo irá provocar fricção entre as partículas e causará o seu arrastamento, através de uma força de corte mecânica global que separa os grãos do solo, através de forças intergranulares bastante elevadas que causam o deslocamento entre os grãos (Bonelli, 2012). Esta força é uma forma de erosão provocada pela água conhecida como instabilidade hidráulica. Já (Jantzer, 2009) citado por (Tamrat, 2011) defende que para uma partícula se movimentar, não basta que a dimensão interna do poro o permita. Também é necessário que a força hidráulica exercida seja superior às forças resistentes tais como o peso próprio da partícula e a força de contacto com as outras partículas.

Gradientes hidráulicos críticos

A expressão dada pela equação (4) deste texto define o gradiente hidráulico. (Tamrat, 2011) na sua dissertação refere a publicação de (Perzmaier, *et al.*, 2007), em que baseados nos conceitos de gradiente hidráulico crítico e nas velocidade crítica de escoamento propõem os seguintes gradientes hidráulicos críticos da Tabela 3.2 para os dois pontos de início da erosão interna e da lavagem de finos. Estes valores são baseados na descrição da diferença de velocidade de escoamento nas situações em que existe um filtro na barragem e quando o mesmo não existe, descrição feita por (Perzmaier, *et al.*, 2007) no seu documento.

Tabela 3.2- Gradientes hidráulicos críticos para diferentes mecanismos de início de erosão, em barragens.

Válido para erosão posterior com a inexistência de filtro	$i_{crit} = \frac{(1 - n)(\gamma - \gamma_w)}{\gamma_w}$
Válido para início no interior do solo	$\{0,7 \text{ a } 0,8\} \frac{(1 - n)(\gamma - \gamma_w)}{\gamma_w}$
Válido para a situação de lavagem de finos	$\begin{cases} 0,3 \text{ a } 0,4 \text{ quando } C_u < 10 \\ 0,2 \text{ para } 10 \leq C_u \leq 20 \\ 0,1 \text{ para } C_u > 20 \end{cases}$

Segundo este autor, o valor do i_{crit} é dependente do coeficiente de uniformidade (C_u) do solo para a lavagem de finos, ao passo que para as duas situações anteriores depende da porosidade n e dos pesos volúmicos do solo γ_s e da água γ_w .

Segundo o estudo de Garner e Fannin válido para barragens de terra e esquematizado na Figura 3.2, citados por (Bonelli, 2012), as condições para que ocorra colapso devem-se à intersecção das susceptibilidades do material, que são a dimensão e a distribuição dos grãos do material e dos seus vazios.

Esta figura mostra também as duas condições necessárias para que ocorra a erosão interna, o destacamento das partículas e o seu transporte.

As susceptibilidades hidráulicas são expressas pelo gradiente hidráulico e a velocidade do escoamento. As susceptibilidades mecânicas são expressas pelo estado em que o material se encontra, como seja o seu grau de compactação e estados de tensão.

Da análise do esquema da Figura 3.2, conclui-se que da intersecção das susceptibilidades mecânicas com as do material, acontece o desprendimento das partículas do solo. Da intersecção das susceptibilidades hidráulicas com as do material, acontece o transporte das partículas do material solo. A conjugação de todos estes acontecimentos leva ao colapso do solo.

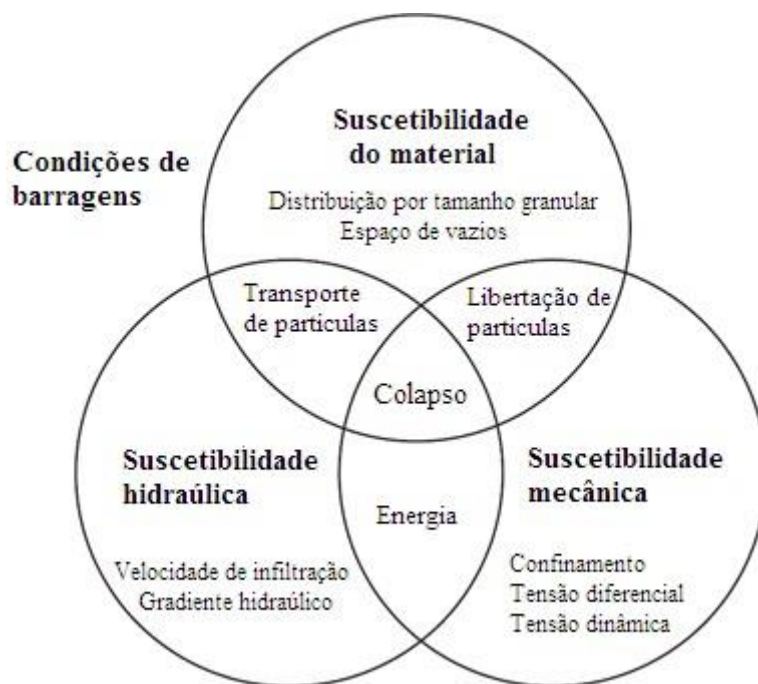


Figura 3.2 – Condições para existência de erosão interna, segundo Garner e Fannin. (Bonelli, 2012)

Para (Tamrat, 2011) citando (Fell, *et al.*, 2005) a erosão interna em barragens de terra, inicia-se de duas formas. Pela concentração de *piping* e pela *backward erosion*, descrita pelo segundo caso, que descreve o início da erosão na frente da barragem, com a progressão da saída de material a ocorrer do exterior da barragem para o seu interior. Para ele o início da erosão interna difere apenas no ponto do local de início do processo de libertação do material.

Um grão de solo é uma partícula de solo sem coesão segundo (Bonelli, 2012). Já um floco é um aglomerado de partículas argilosas, segundo o mesmo autor também. O destacamento dos grãos resulta da conjugação de três forças (Bonelli, 2012). As forças hidrodinâmicas, as forças de tensão efetiva e as forças de superfície. A mais óbvia é o valor quase nulo da tensão efetiva, e onde o destacamento se inicia é nas regiões onde este valor é sempre o mais fraco.

A instabilidade hidráulica conjuntamente com a erosão interna são dois problemas mais graves associados à erosão causada pela água, nos solos. Estes dois problemas são bastante estudados nas barragens e diques de terra, onde já provocaram avultados valores em prejuízos e até mortes. Segundo (Bonelli, 2012), a erosão interna é mais grave do que a instabilidade hidráulica, pois 94% das falhas que aconteceram em barragens de terra em França foram causadas por ela. Segundo o mesmo autor, em França a erosão interna levou à destruição de mais de 50 barragens de terra, estruturas nas quais este problema é mais estudado, devido ao elevado risco que representa para as mesmas.

A velocidade a que este fenómeno acontece faz com que muitas vezes seja impossível evitar ou travar o acidente, após o início da erosão, uma vez que quando os danos começam a ser observáveis, o processo

já se encontra numa fase evolutiva bastante avançada. Vários estudos têm sido feitos para classificar a erodibilidade dos solos. No gráfico da Figura 3.3, pode-se perceber a velocidade a que alguns solos ficam sujeitos, em função dos deslocamentos das partículas, sendo então agrupados em 5 classes, segundo o autor. Verifica-se que as partículas dos solos de muito alta erodibilidade podem deslocar-se cerca de 100 m no espaço de uma hora.

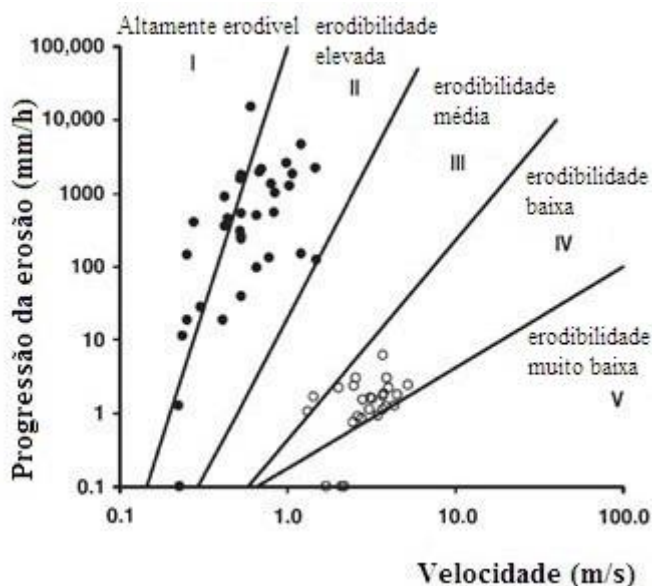


Figura 3.3 – Classes de erosão dos solos, segundo Briaud (Bonelli, 2012)

De notar que no dimensionamento das barragens de terra utiliza-se um filtro que é composto por materiais não coesivos, ou seja materiais de maior granulometria, em que segundo este autor apenas ocorreram acidentes em barragens devidos à ação da erosão interna apenas nos casos em que esse filtro estava mal dimensionado. Este filtro serve para prevenir a lavagem de finos e permitir a drenagem do fluxo de água.

Tal como visto na Figura 2.11 a erosão interna nos túneis tem maior tendência a ocorrer na soleira do túnel, local onde o gradiente hidráulico assume maiores valores, de modo que é na soleira do túnel que deve ser considerada maior atenção à ocorrência deste fenómeno.

3.1.2 Afluência de água em alguns casos reais

Em alguns casos pode ser necessário recorrer a poços de observação e bombagem, ao longo do traçado do túnel, para desviar a água da frente de escavação ou baixar o nível freático, tal como se procedeu com sucesso na construção dos túneis da junção ferroviária de Belgrado. No túnel direito próximo da zona urbana de Karaburma, mostrado na Figura 3.4 durante a fase de construção, conhecido como Karaburma *desni*⁴ (Rasula, 2000), suspeitava-se da existência de uma camada de areia bastante saturada entre o km 0+280 e o km 0+450.

Como o construtor do túnel havia requerido a construção do túnel a seco, procedeu-se ao desvio da água do aquífero ali existente. Para tal, teve de prever-se o comportamento do aquífero através de um

⁴ Caso número 18 do Anexo I

modelo matemático que veio a dar indicações corretas sobre os locais onde existia maior afluência de água, como foi o caso do túnel direito de Banatski numa zona onde a afluência de água foi de 5 l/minuto, podendo dessa forma evitar-se problemas na construção deste túnel situado em meio urbano, com existência de edifícios próximos e próximo do rio Danúbio. O túnel foi inaugurado em 1998, desconhecendo-se qualquer acidente relacionado com água.



Figura 3.4 – Construção do túnel Karaburma. (*Energoprojekt, 2011*)

Um outro túnel onde se recorreu à utilização de poços de bombagem para baixar o nível freático foi no túnel de Sambongihara⁵, em Tóquio, Japão (Konishi S. &., 2005). Este túnel ferroviário com 4280 m, 10,5 m de largura e 5,25 m de altura tinha uma cobertura média de 23 m e 45 m no ponto de máxima cobertura. O meio onde estava sendo escavado era composto essencialmente por solos arenosos com uma alteração de estratificação composta por argila que separava as camadas de areias numa parte superior e parte inferior, aproximadamente a meia secção do túnel, como exemplificado no esquema da Figura 3.5.

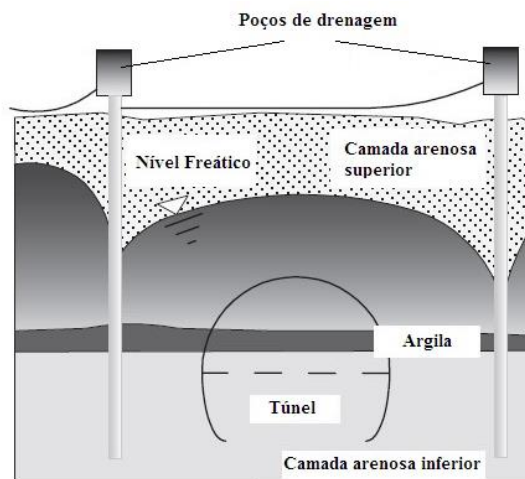


Figura 3.5 – Perfil do meio de escavação. (*Konishi S. T., 2005*)

Como se estava a proceder à escavação em face aberta com utilização da técnica *New Austrian Tunneling Method* (NATM), utilizou-se poços de bombagem de 20 em 20 m, em linha zigue-zague, para desviar a água da frente de escavação e poder aplicar-se o betão projetado sem problemas. A Figura 3.6 mostra a saída de água, de um poço de bombagem.

⁵ Caso número 48 do Anexo I

O nível freático foi rebaixado até ao nível da abóbada do túnel, para permitir a estabilidade das camadas de areia que se situavam na frente de escavação entre materiais heterogêneos e cuja espessura era variável ao nível que a escavação avançava. Como tal procedeu-se à escavação com recurso à utilização de bancadas na frente de escavação.



Figura 3.6 – Saída de água de um poço de drenagem (Konishi S. &, 2005)

Primeiro foi retirado o material situado na parte superior da frente de escavação, enquanto o material da parte inferior conferia estabilidade à frente. Após a retirada do material da parte superior foi removido o material da parte inferior. Ao longo da construção ocorreram pequenos colapsos da frente de escavação, mas nenhum causou problemas graves, uma vez que estavam devidamente avaliados. Um exemplo de um dos colapsos ocorridos durante a construção pode ser visto na Figura 3.7 seguinte:



Figura 3.7 – Exemplo de um colapso da frente de escavação no túnel de Sambongihara. (Konishi S. T., 2005)

Pode-se também referir como exemplo prático dos casos da influência que pode ter a posição do nível freático na escavação, o túnel coletor de esgotos da rua Langstaff⁶, na cidade de Toronto, Canadá, em 2008 (Wallis P. , 2009). O túnel mostrado na Figura 3.8 com uma extensão de 3,6 km, de secção circular com um diâmetro de 3,3 m estava sendo escavado com recurso ao *Earth Pressure Balance Method* (EPBM), num terreno constituído por argilas e areias siltosas com um nível freático bastante próximo da superfície (acima da zona a escavar).

Um problema mecânico na tuneladora poderá ter dado origem ao início de uma série de acontecimentos que levou a um atraso de 10 meses na conclusão da obra, tendo o túnel sido concluído com

⁶ Caso 54 do Anexo I

sucesso. Devido à passagem da escavação do túnel por uma zona onde existia uma linha de água, afluíram ao interior do túnel durante um período de 48 h, cerca de 1800 m³ de solo liquefeito (solo mole), que levaram ao colapso do túnel e à perda de parte da tuneladora que se afundou mais de 3 m no solo. Deveu-se à liquefação estática dos solos por origem hidráulica. A liquefação estática acontece em depósitos granulares de baixa compacidade *in situ*, que em condições saturadas são solicitados por um esforço suficientemente grande, capaz de produzir uma situação não drenada, que eleva as pressões intersticiais no meio, de um modo que a tensão efetiva do material diminui consideravelmente. O que provoca a redução da resistência ao corte, do material (Penna & *et al.*, 2010). A zona do acidente era composta por materiais bastante heterogêneos e bastante variáveis, como argilas siltosas, areias, siltes e cascalhos, o que obrigava ao constante ajustamento da tuneladora às condições do terreno, em distâncias muito curtas, como num único avanço da tuneladora (Mc Nally & Skelhorn, 2008). As causas apontadas para este acidente foram a presença da água do nível freático num meio constituído por areias muito finas e siltes que se encontravam bastante saturadas. Além da presença do nível freático, esta zona encontrava-se ainda com água sob pressão de 1,5 bar.

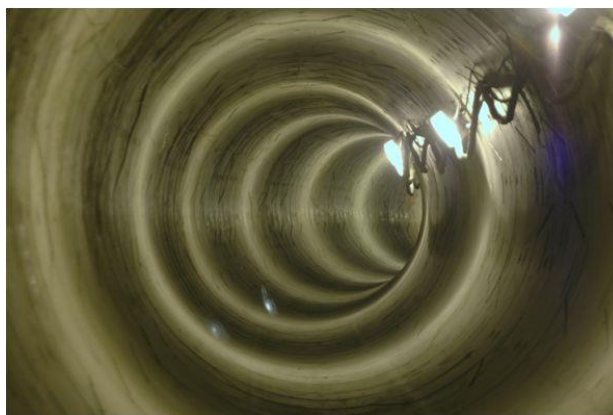


Figura 3.8- Túnel de esgoto da rua Langstaff, Toronto, após a conclusão. (Wallis P. , *Tunnel Talk*, 2009)

Parte da tuneladora foi recuperada em Março de 2009, mas outra parte não pôde ser recuperada, porque se encontrava abaixo dos 22 m que eram o limite dos pilares secantes cravados no solo para a recuperação da tuneladora. Abaixo desse limite não era seguro trabalhar, pelo que se decidiu recuperar apenas a parte da tuneladora que estava acima desse limite, a parte frontal e a restante foi abandonada no local. Apesar do construtor não ter revelado os custos da operação de resgate de parte da tuneladora segundo (Wallis P. , 2009), estes devem ter-se situado à volta de 1,8 milhões de Dólares Americanos.

Outro exemplo da afluência de água ao interior de um túnel, por influência das marés na construção de um túnel é o segundo túnel de Heinenoord⁷, na Holanda (Broere, 2000), também conhecido como terceiro túnel de Heinenoord, uma vez que ao lado deste existe um túnel duplo de uma autoestrada.

Devido à proximidade com o mar, a influência das marés era notória no rio onde estava sendo escavado o túnel. Influência esta que por sua vez foi observada nas camadas mais profundas de areia do rio.

Este túnel com 8,55 m de diâmetro e cerca de 1 km de extensão mostrado na Figura 3.9 é destinado ao tráfego lento, peões, ciclomoteres, bicicletas e tratores agrícolas. Situado próximo de Roterdão, sob o

⁷ Caso 30 do Anexo I

rio Oude Maas, situa-se próximo do mar e sob a influência das marés, numa situação de escavação de túnel subaquático.

O movimento das marés teve influência na sua construção devido à variação da pressão intersticial, que foi devidamente monitorizada ao longo de toda a escavação através de piezómetros instalados na frente de escavação e que foram destruídos com a passagem da tuneladora pelo local onde estavam instalados. A pressão intersticial provoca a instabilização da frente de escavação e afeta o tempo disponível para colocação do revestimento na parte escavada, o denominado *stand-up time*. O túnel foi concluído com sucesso.



Figura 3.9- Portal, do segundo túnel Heinenoord, para bicicletas. (apdency, 2015)

3.1.3 Problemas devidos a elevada carga hidráulica em alguns casos reais

Um caso conhecido de um acidente ocorrido devido à água com excesso de pressão é o do túnel Orange-fish⁸, para abastecimento de água de rega, na África do Sul, (Wong K. L., 2015). Em 1975 quando este túnel com 83 km de extensão foi concluído e entrou ao serviço era o segundo maior túnel do mundo, para abastecimento de água.

Com 5,3 m de diâmetro o túnel Orange-fish, mostrado na Figura 3.10, aquando da sua escavação num meio composto por arenitos, siltitos e argilitos, encontrou na frente de escavação uma dobra anticlinal que tinha uma falha com 75 mm de espessura. Na mesma existia água com excesso de pressão que entrou no túnel com uma pressão de 14 bar, e com um caudal de 55000 l/min. Uma secção com a extensão de 1,6 km ficou inundada em cerca de 24 h. Como consequência a água do túnel teve de ser bombeada para o exterior e teve de ser aplicado grouting desde a superfície para preencher a zona fissurada, assim como se utilizou um anel de argamassa muito grossa de bentonite para selar as fissuras ao longo de toda a escavação posterior.

No túnel de Nikkure-yama⁹, no Japão (Wong K. L., 2015), deu-se também um acidente cujas causas estiveram relacionadas com a água em excesso de pressão existente no maciço em escavação, composto por rochas sedimentares formadas pela consolidação de solos moles. Estava sendo utilizado o método de escavação NATM com o suporte primário sendo assegurado por cambotas metálicas treliçadas. A 900 m

⁸ Caso 12 do Anexo I

⁹ Caso 39 do Anexo I

da entrada do túnel deu-se uma avalanche de material que continha cascalho e água, proveniente do colapso da frente de escavação.



Figura 3.10-Entrada do túnel para abastecimento de água de rega, Orange-fish. (Marais, s.d.)

A causa indicada foi o excesso de pressão imposta pela água na frente de escavação que levou ao colapso da mesma, entrada que foi facilitada pela abertura de um furo de sondagem na frente de escavação. Com a abertura do furo, a água encontrou o caminho de saída. Neste acidente formou-se também uma cratera superficial a 130 m acima da abóbada do túnel, pelo que existiu o efeito de chaminé no colapso da frente. O decréscimo da camada sedimentar na frente de escavação foi também uma das causas apontadas para o colapso do túnel.

Em Outubro de 2006, na Etiópia, durante a construção do túnel de Gilbel Gibe II¹⁰ deu-se também um acidente devido à presença de água com excesso de pressão no maciço (Wallis P. , 2010). O túnel hidráulico mostrado na Figura 3.11, que após concluído incrementou em 50%, a produção de energia elétrica na Etiópia e que à data era a maior hidroelétrica do país. Atravessava um maciço de composição geológica heterogénea e complexa formado por basaltos, rochas de elevada resistência, colapsou pela primeira vez em Outubro de 2006 (Wong K. L., 2015). Neste colapso solos moles, com pressão hidráulica de 40 bar, empurraram a tuneladora para trás, e fizeram cair sete anéis do revestimento que já tinha sido colocado após a escavação. Novamente, em Janeiro de 2010, devido à pressão na água do terreno deu-se a queda de blocos de rocha com um volume estimado de 8500 m³, que formaram uma cratera superficial com 30 m de diâmetro e 40 m de profundidade. Analisando a causa do acidente conclui-se que a queda deveu-se à elevada pressão da água existente na fissuração entre as rochas.

Ainda neste túnel, existe registo de escavação com água a uma temperatura de 54 °C. Estas situações podem verificar-se quando a região a escavar se situa próxima de uma zona com vulcanismo ativo.

Também no túnel número 3 do lago Mead¹¹, na barragem de Hoover nos Estados Unidos da América, ocorreram dificuldades de avanço da tuneladora devido à existência de água sob pressão elevada numa zona com falhas, não previstas em projeto (Anagnostou G. , 2014). Na escavação deste túnel com 4700 m de extensão e 7,22 m de diâmetro, que funciona mesmo com os níveis mais baixos do lago para abastecimento de água à população de Las Vegas, nos primeiros metros de escavação o maciço era composto por rochas

¹⁰ Caso 52 do Anexo I

¹¹ Caso 57 do Anexo I

metamórficas de elevada permeabilidade, com existência de água sob pressão. O avanço médio da escavação foi de 180 m/mês, praticamente em face aberta, devido à boa resistência das rochas que compunham o maciço. Contudo nesta zona de elevada permeabilidade e pressão elevada da água presente no maciço, o método de escudo para vencer a resistência ao corte oferecida teve de recorrer à mais alta pressão de injeção alguma vez utilizada numa tuneladora com escudo, no mundo. O valor da pressão utilizada ultrapassou 14 bar, em algumas centenas de metros. Também neste túnel foi utilizada a técnica de furação de avanço na frente de escavação para drenagem da água com excesso de pressão e consequente alívio de pressões na frente.

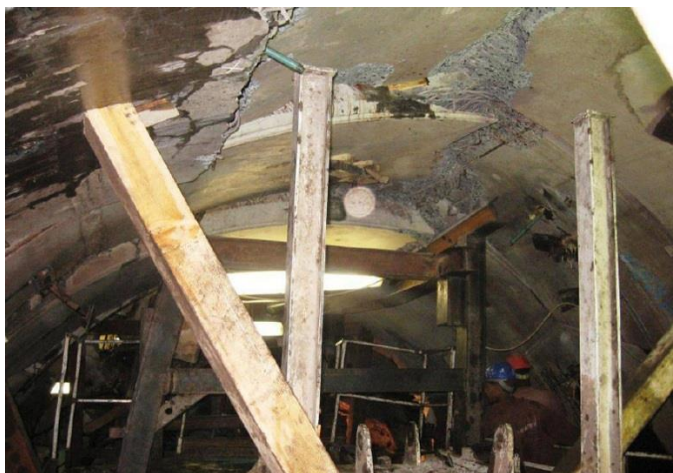


Figura 3.11- Fendilhação do revestimento devido à pressão da água no maciço, no túnel de Gibel Gibe II. (Wallis P. , *Tunnel Talk*, 2010)

Um outro problema de pressão na água relacionado com as elevadas tensões efetivas na frente de escavação que impediram o avanço da tuneladora é descrito por (Anagnostou G. , 2014), no túnel ferroviário de 8 km, em Storebaelt¹², na Dinamarca. Escavado com recurso ao método *Earth Pressure Balance* (EPB), entre 1990 e 1997 num maciço composto por margas, lava glaciária e pressões hidrostáticas superiores a 5 bar, o maior risco associado era o colapso da frente de escavação com a formação de chaminé até ao nível do fundo do mar, porque se trata de um túnel subaquático. Situação que veio a ocorrer, em Outubro de 1991. Neste túnel a solução encontrada para o progresso das tuneladoras, foi o alívio das pressões intersticiais, com recurso a drenagem (Soletanche Bachy Company, s.d.) e consequente redução da pressão necessária a aplicar para suporte da frente de escavação. As tuneladoras tinham ficado impedidas de avançar devido a uma distribuição irregular de tensões na frente de escavação, devida à elevada tensão efetiva na frente de corte que fez aumentar a resistência ao corte do maciço contra a cabeça de escavação da tuneladora, que por sua vez fazia aumentar em excesso a força de torção a aplicar, levando-a à paragem.

Os efeitos devidos ao excesso de pressão por alívio dos níveis piezométricos podem também ainda ser obtidas com o recurso à construção de túneis auxiliares apenas para drenagem, tal como aconteceu no túnel de Seikan¹³, no Japão (Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech (UPC)).

¹² Caso 20 do Anexo I

¹³ Caso 10 do Anexo I

3.1.4 Problemas devidos a deformabilidade e perda de resistência em alguns casos reais

A deformação a longo prazo pode dar origem a problemas de funcionalidade, tal como aconteceu com o túnel ferroviário do Rossio, em Lisboa ¹⁴ (Gomes, 2008). Este túnel ferroviário encerrou ao tráfego, para obras, em Outubro de 2004, devido a problemas que ameaçavam a segurança da circulação ferroviária. A segurança estava ameaçada devido à redução da secção do túnel que implicou a redução do gabarito de circulação das composições ferroviárias. A redução de secção do túnel foi devida à fluência significativa de uma parte da abóbada ao Pk2+020. Os materiais de revestimento do túnel descolaram, e caíram da abóbada do túnel. Após inspeção ao local verificou-se a existência de entrada de água através do revestimento e a deposição de materiais argilosos na soleira do túnel, o que levou ao seu encerramento e a obras de requalificação, tendo reaberto a 16 de Fevereiro de 2008 (RTP, 2008).

A perda de resistência será extremamente gravosa na escavação de túneis subaquáticos tal como aconteceu a 14 de fevereiro de 2012 no túnel que estava sendo escavado para efetuar a ligação entre duas refinarias em Mizushima¹⁵, no Japão (Wong K. L., 2015). Este túnel com 5 m de diâmetro e 800 m de extensão, serviria para alojar um *pipeline* entre as duas refinarias situadas em lados opostos do canal marítimo tal como mostra a Figura 3.12 em Mizushima do porto de Kurashiki (Wallis S. , 2012).



Figura 3.12 – A linha amarela indica o traçado aproximado do túnel. (Kenyon, 2013)

O tipo de solo escavado tratou-se de areia macia e silte, situados a 26 m abaixo do nível do mar.

As causas apontadas para este acidente foram a quebra do revestimento situado em um ou dois anéis atrás da frente da tuneladora, que deram origem a uma chaminé e a uma cratera com 19 m de diâmetro, que levou à entrada da água do mar no túnel, devido à cratera formada e mostrada na Figura 3.13. Cinco operários perderam a vida neste acidente e a obra teve de ser suspensa (Kenyon, 2013).

¹⁴ Caso 42 do Anexo I

¹⁵ Caso 63 do Anexo I

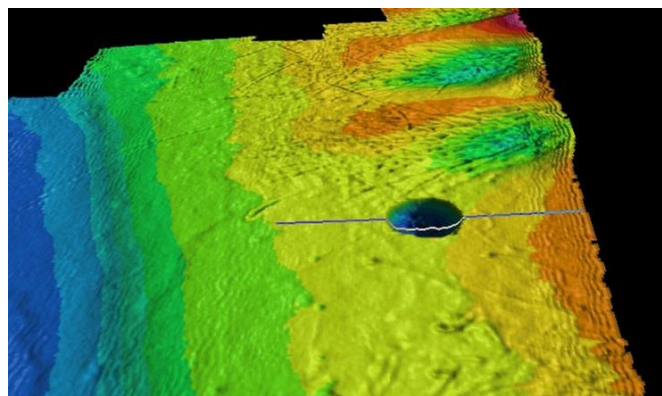


Figura 3.13 – Cratera subaquática formada pelo colapso do túnel, numa imagem de um levantamento hidrográfico da guarda costeira Japonesa. (Kenyon, 2013).

Um outro exemplo de acidentes ocorridos com a formação de uma cratera superficial é a construção da linha número 5 do metro de Seul¹⁶ mostrado na Figura 3.14, capital da Coreia do Sul, no primeiro dia de Fevereiro de 1993 (Wong K. L., 2015). O solo estava sendo escavado com recurso a roçadora.

Após ser encontrada uma camada de granito saturada e com elevada permeabilidade, a frente de escavação colapsou, levando à entrada de água no túnel e à formação de uma chaminé até à superfície numa área oval de 60 m.



Figura 3.14 – Cratera superficial formada na linha de metro número 5 do metro de Seul. Lee & Cho (2008) em (Wong K. L., 2015)

Neste túnel não haviam sido feitas estudos de estabilidade da frente de escavação e o conhecimento da composição do maciço era insuficiente (Wong K. L., 2015).

A Figura 3.15 abaixo mostra o acidente com formação de cratera superficial, ocorrido no metro de Los Angeles.

¹⁶ Caso 26 do Anexo I



Figura 3.15- Cratera no túnel do metro de Los Angeles. (Wong K. L., 2015)

A 22 de Junho de 1995 na construção do metro de Los Angeles¹⁷, dá-se também a criação de uma cratera superficial, devido à remoção do escoramento temporário da abóbada do túnel, aquando do realinhamento da direção horizontal da tuneladora que estava a escavar o túnel, por esta se ter desviado do mesmo alinhamento.

O maciço de escavação era composto por siltito rígido coberto por solos de aluvião com o nível freático situado entre 10 m e 12 m de profundidade. O túnel estava sendo escavado a 25 m de profundidade quando se deu o colapso. Foram apontado um comportamento inesperado do solo de aluvião, como causador do acidente.

3.1.5 Problemas devidos à ação química

Os principais problemas que acontecem em túneis devidos à ação química da água são o ataque e corrosão de armaduras, o ataque a elementos do sistema de bombagem e a colmatação de drenos por expansão de minerais. O processo de corrosão ocorre quando existe o contacto entre oxigénio e os minerais de ferro das armaduras.

Em túneis com revestimento em anel de betão, quando existe libertação de emissões de gases resultantes da passagem de veículos, o revestimento fica exposto ao contacto com o dióxido de carbono (CO_2), e reage com este resultando na despassivação das armaduras por diminuição do valor de pH para valores inferiores a 9. Quando as armaduras ficam despassivadas, significa que perderam a protecção contra a corrosão, dando-se então início à corrosão. Na situação de carbonatação, o acesso do oxigénio às armaduras não constitui um parâmetro limitador da corrosão. A Figura 3.16 mostra a corrosão de armaduras, com uma notória redução de secção. Quando se trata de ataques químicos do betão armado do

¹⁷ Caso 29 do Anexo I

revestimento no tardo, estes são mais frequentes de acontecer devido à ação de sulfatos presentes na composição química das águas freáticas ou estado sólido no solo. Os sulfatos mais frequentes são o sulfato de sódio, sulfato de potássio, sulfato de cálcio, sulfato de magnésio, e o sulfato de amônio. Estes sulfatos atacam os aluminatos de cálcio hidratados e o hidróxido de cálcio presentes no betão armado. Podem causar a expansão e fendilhação do betão e a perda de resistência e desagregação do betão (Costa, 2011-2012).



Figura 3.16- Exemplo dos danos causados por ataque de corrosão em armaduras. (foto do autor)

A água contendo cálcio na sua composição mineralógica, pode dar origem a depósitos de cálcio nos elementos do sistema de drenagem, que levam à sua avaria ou paragem de funcionamento.

As eflorescências, um outro efeito de origem química são depósitos cristalinos que surgem no exterior dos revestimentos dos túneis. Devem-se à passagem da água pelos poros do material e pelo transporte dos solutos até ao exterior. A presença de sulfatos de sódio ou cálcio indica que pode existir alúmino sulfato na argamassa. Este é um cristal de sal expansivo que quando contacta com o exterior, a água evapora-se e dá-se a deposição destes sais, sendo normalmente de cor branca e visível a olho nu. Nos túneis mais antigos, com revestimentos em blocos de alvenaria, os sais das eflorescências costumam preencher os espaços de argamassa entre blocos, dando origem à dilatação dos blocos e do interior do revestimento e posterior queda. A argamassa de preenchimento é bastante vulnerável a este efeito químico (Cheze J. , 2005). Um exemplo de eflorescências ocorridas no túnel do Rossio¹⁸, um túnel com revestimento em alvenaria de tijolo e com juntas entre os blocos, é dado abaixo pela Figura 3.17.



Figura 3.17 – Eflorescências com visível alteração de cor do material do revestimento e queda de blocos. (Gomes, 2008)

¹⁸ Caso 42 do Anexo I

No betão as alterações químicas de expansão numa fase inicial devem-se a depósitos de calcário provenientes de dissolução interna. Numa fase mais avançada o betão apresenta uma aparência quebradiça e formam-se bolsas suaves que podem ocorrer em zonas revestidas com argamassa. A expansão resulta em fissuração do betão. Dá origem ao aumento da porosidade, perda de coesão, aumento da entrada de agentes agressivos no betão e redução do recobrimento por erosão do material. Num estado bastante avançado existe queda do recobrimento das deixando-as expostas à corrosão e aos agentes agressivos ar ambiente.

3.2 Efeitos na fase de exploração

Um exemplo de um caso onde o fenómeno da ação química não foi tido em consideração e que mais tarde veio a resultar em acidentes, é o caso do túnel subaquático de Oslofjord¹⁹, na Noruega (Wong K. L., 2015). O túnel com 7,3 km e situado a uma profundidade de 134 m abaixo do nível do mar teve o seu primeiro acidente a 28 de Dezembro de 2003, quando cerca de 20 m³ de rocha e argila se soltaram da abóbada, perfuraram o sistema de impermeabilização e o revestimento e caíram na faixa de rodagem constituída por três filas de trânsito, numa largura total de 11,5 m, ver Figura 3.18. Novos desprendimentos ocorreram, nomeadamente 3 m³ de rocha que se soltaram dos hasteais e caíram no pavimento, e outros 2 m³ que se desprenderam da abóbada e caíram tendo ficado retidos no revestimento do túnel. Analisou-se as causas destes acidentes que provocaram a interrupção da circulação automóvel e fecho do túnel durante cerca de 3 meses para obras de reparação e substituição do revestimento. Da análise do acidente concluiu-se que as rochas se encontravam bastante fraturadas e com presença de argila nas fraturas entre elas. A argila absorveu a água que circulava no maciço e expandiu-se durante muito tempo, provocando a rotura e queda das rochas. Deste acidente aprendeu-se a valorizar a análise dos minerais presentes nas rochas, que provocam expansão das mesmas, assim como a importância de existir uma boa classificação geológica das rochas presentes no maciço e ainda que exista um bom dimensionamento dos revestimentos de forma a serem estáveis e resistentes a longo prazo. O túnel de Oslofjord abriu ao tráfego no ano de 2000.



Figura 3.18 – Acidente no túnel de Oslofjord. (NRK, 2000)

Na fase de exploração os túneis continuam sujeitos à ação da água uma vez que a mesma continua presente no maciço. Com a construção do túnel, a água é apenas desviada do caminho que possuía antes da escavação. Os problemas mais comuns na fase de exploração devem-se à afluência de água, que pode causar

¹⁹ Caso 38 do Anexo I

sobrepressões no tardo do revestimento levando a problemas de durabilidade. A passagem da água, desde o maciço até ao revestimento é impedida pela membrana de impermeabilização, que deve ser contínua e impermeável. Devido a imperfeições da membrana de impermeabilização ou outras causas, quando esta é ultrapassada pela água, se existirem problemas de imperfeição do revestimento podem levar a que surjam manchas de humidade visíveis no interior do túnel e mais tarde dar origem a infiltrações e entrada de água no túnel.

No caso de a soleira do túnel se encontrar revestida com betão, terá de ser dada atenção ao facto de ao longo do tempo este se desgastar devido à abrasão que sofre pela passagem da água (Sinha, 1989).

A entrada de água pode ocorrer apenas de forma sazonal, na altura do ano em que ocorre mais precipitação. A água no interior do túnel, afeta o seu normal funcionamento e seus utilizadores. Nos dias ou regiões em que as temperaturas são mais baixas a presença de água no interior do túnel pode dar origem à formação de gelo no pavimento, bastante perigoso em túneis rodoviários, ou carris no caso de túneis ferroviários (Sinha, 1989).

Um outro efeito de natureza química que deve ser tido em conta é a corrosão. Este fenómeno ocorre pelo contacto entre a água do maciço e todos os materiais de construção de origem ferrosa aplicados no túnel, levando à sua oxidação e consequente perda de resistência e de funcionalidade. A longo prazo, em túneis secundários em maciços rochosos, quando se utilizam pregagens para fixar os blocos de rocha, a água poderá por ação química desgastar estes materiais, através da corrosão destes. Este é um efeito que deve ser considerado em locais onde a composição química da água seja especialmente agressiva e eventualmente condicionante da aplicação desta técnica de construção, segundo (Sinha, 1989), os iões de sulfeto de hidrogénio presentes na água, conseguem corroer o aço, assim como os iões de hidrogénio que também presentes em água com pH inferior a 7 (valor neutro da escala de pH), também resultam em corrosão.

Os materiais ferrosos podem ser as armaduras constituintes da malha de betão projetado, as armaduras do revestimento final, as pregagens ou ancoragens. É sobretudo nestes materiais que podem dar-se os maiores problemas de corrosão. Onde é mais provável de acontecer a corrosão de armaduras é na malha constituinte do betão projetado, ou suporte primário, uma vez que é mais fácil à água afluir a esta zona vinda diretamente do interior do maciço. Quando o betão projetado é mal aplicado, formam-se vazios na parte posterior da armadura, exemplificados na Figura 3.19 conhecida como a zona sombra, zona onde o betão projetado tem mais dificuldade em chegar, vazios que constituem a passagem da água e o seu acesso às armaduras. Armaduras corroídas perdem a sua resistência devido à redução de secção e funcionalidade, podendo levar a problemas de estabilidade da secção do túnel onde existe corrosão de armaduras.

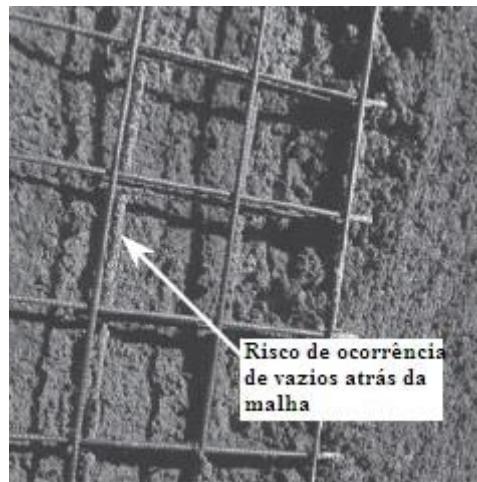


Figura 3.19- Zona sombra. (Thomas, 2008)

A corrosão das pregagens ou cabeças de ancoragens apontada no ponto doze da Tabela 3.1 pode também acontecer ao longo da construção, quando se trata de um túnel extenso ou com um prazo de construção alargado no tempo. É importante sobretudo em túneis onde exista fixação de blocos de rocha através da utilização deste método e com a presença de água. A rotura de uma cabeça de uma pregagem pode dar a origem a acidentes fatais para os operários ou utilizadores do túnel, assim como danos em bens e equipamentos.

Outro problema associado à ação química na fase de exploração do túnel é a incrustação, quando se utilizam sistemas de bombagem para drenagem de água do interior do túnel. A composição química da água deve ser tomada em conta, uma vez que água com composição química agressiva, elevado pH, origina frequentemente a dissolução e arrasto de materiais dos solos e das rochas e a sua deposição nos elementos do sistema de bombagem, dando origem a avarias frequentes que atrasam a progressão dos trabalhos, levam à necessidade de manutenções frequentes e maiores encargos. Águas com altas concentrações de manganésio e ferro dissolvido à mais propícia a gerar avarias frequentes nos elementos de bombagem (Sinha, 1989). Outro dos minerais presentes na água que pode dar origem a avarias dos elementos de bombagem é a sílica, que quando em contacto com o ferro e manganésio dá origem a incrustações insolúveis. Além da sílica a água na sua composição mineralógica, pode conter outros minerais que ao decomporem-se formam incrustações como o carbonato de cálcio e compostos de ferro. Os restantes componentes da água, maioritariamente dão origem a corrosão ou aceleram a corrosão, como por exemplo o oxigénio presente na água. Já o sulfito de hidrogénio e o dióxido de carbono corroem o aço (Sinha, 1989).

Um outro efeito que pode acontecer na fase de exploração do túnel é a degradação do revestimento por ação de carbonatação (Thomas, 2008). Devido à passagem de veículos, e à consequente emissão de gases poluentes, nomeadamente dióxido de carbono (CO_2) e dióxido de enxofre (SO_2) que em contacto com o revestimento acabam por iniciar um processo de degradação das suas características.

A carbonatação devida ao CO_2 presente no ar forma o ácido carbónico que reage com os vários hidratos presentes na pasta de cimento, nomeadamente o hidróxido de cálcio dando origem a fendilhação irreversível no betão de revestimento do túnel. (Thomas, 2008) citando (Blasen, 1998), diz ainda que os produtos da carbonatação reduzem a porosidade do betão e a taxa de carbonatação reduz-se quanto maior for o aumento da profundidade de carbonatação. A carbonatação em condições ideais acontece em

ambientes com moderados níveis de humidade relativa, isto é, situam-se entre 50 e 75%. O valor considerado aceitável para a carbonatação seis meses após a construção, é de 2 a 3 mm de profundidade, segundo (Thomas, 2008) citando (Oberdörfer, 1996).

A carbonatação é mais suscetível de acontecer em túneis rodoviários e deve ser evitada através do dimensionamento de uma espessura adequada do revestimento assim como o adequado recobrimento das armaduras que constituem o revestimento. Os gases poluentes provenientes dos veículos, devem ser ventilados e extraídos do túnel. A carbonatação pode também ser evitada através de manutenção preventiva, como por exemplo através da lavagem e limpeza periódica do revestimento (Cornejo L. E., 1996).

Capítulo 4

Mitigação dos riscos da presença de água em túneis

Ao longo deste trabalho, e através do levantamento bibliográfico efetuado, verificou-se que as medidas mais comuns para solução dos acidentes causados devido à presença de água são o aumento da resistência do solo a escavar e o desvio da água da frente de escavação ou da zona até onde esta consegue afluir. Apenas na situação descrita no anexo I, caso 60, teve a construção do túnel de ser abandonada devido a inundação e à impossibilidade de continuar a sua construção, pela presença de água.

Uma vez caracterizados os processos e os meios pelos quais a água consegue afluir ao interior do túnel, procedeu-se ao levantamento da matriz solução para os efeitos introduzidos pela água, em túneis do mesmo modo que se havia criado a matriz dos problemas causados pela água, no capítulo anterior. Assim na Tabela 4.1, estão enumerados os efeitos originados pela água nas fases de escavação e construção e após a entrada em funcionamento do túnel na coluna referente à exploração e funcionalidade.

Tabela 4.1 – Matriz solução para os efeitos causados pela água em túneis.

	Escavação e Construção	Exploração/Funcionalidade
Solos	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 18, 19	10, 11, 13, 14, 16, 17, 18
Rochas	1, 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 17, 18, 19	10, 11, 13, 14, 16, 17, 18

A descrição da numeração de cada item é igual à Tabela 3.1 e a solução para cada um dos efeitos enumerados é apresentada ao longo do texto seguinte, onde se indicam as principais soluções utilizadas para lidar com as situações impostas pela água.

4.1 Medidas de controlo da presença de água na fase de construção

Na fase de construção a existência de água no maciço deve estar documentada através do conhecimento descritivo do perfil hidrogeológico da região na qual o túnel será escavado.

Os efeitos previstos na fase de projeto refletem-se diretamente nas fases de escavação e construção e fase de exploração, daí que a tabela se encontre apenas dividida nessas duas últimas fases.

O efeito da água presente no solo, durante o tempo de construção, tais como agressividade química, possibilidade de inundação, execução da obra atendendo a água em excesso de pressão, a sinterização de minerais de argila, (transformação de uma massa fina de pó em sólido, por ação do calor, sem que exista liquefação), deve ser considerado antes do início da escavação, de forma a prever quais os métodos e equipamentos necessários para executar os trabalhos, assim como planear as equipas de trabalho.

O tipo de circulação da água no maciço através dos poros, descontinuidades ou fendas, os parâmetros de permeabilidade, a posição do nível freático, a direção e sentido do escoamento, o tipo de aquífero, dimensão e capacidade do aquífero, tudo isto deve ser considerado também na fase inicial de estudo e preparação da obra.

Na fase de estudo da água e seu comportamento no maciço a escavar, estuda-se também se existe ou não água contaminada no subsolo que possa afetar a construção do túnel e qual a influência que esta pode ter na contaminação de fluídos transportados pelo túnel, caso o túnel se destine a essa função.

Os estudos do comportamento da água assim como os locais onde existe a sua presença estão previstos, contudo podem acontecer situações imprevistas como afluência de água em zonas não previstas, devido a alteração das características do maciço que se desviam do tipo de material que era esperado encontrar naquela zona. A alteração das propriedades do maciço inclui-se na incerteza da escavação de um túnel, pois devido às características do local de construção, nem sempre é possível determinar com certeza, qual o tipo de material a escavar que será encontrado ao longo de todo o traçado do túnel. Em alguns casos é apenas possível prever qual o material que será encontrado. Assim, as situações derivadas das dificuldades de manuseio de materiais resultantes da escavação, com excesso de água, apontadas no **ponto um**, são gravosas uma vez que podem colocar em segurança os operários e dependendo do caudal afluyente, podem mesmo levar à inundação do túnel. Uma das formas de lidar com essa situação é a utilização de pás carregadoras com crivos para saída da água dos baldes de carga das máquinas e o desvio e encaminhamento da água para sistemas de drenagem ou para locais afastados da zona de manobra de máquinas e zona onde os operários estejam a efetuar trabalhos. As formas de drenagem e desvio da água encontram-se descritas com maior detalhe no seguimento do texto.

No **ponto dois**, assinalam-se os efeitos por ação da água devido a instabilidade e abatimento. Uma forma de evitar a desestabilização da frente de escavação por ação da água é a mesma que foi adotada no túnel de Karaburma *desni*²⁰, em que numa primeira fase se determinou a geometria da camada de areia saturada e os parâmetros de percolação (Rasula, 2000).

Este túnel foi escavado num maciço arenoso, nas proximidades do rio Danúbio, com nível freático bastante elevado, o qual foi necessário baixar para permitir a escavação a seco.

Na segunda fase procedeu-se à investigação hidrogeológica, através de um modelo matemático computacional gerado através dos dados recolhidos pela análise do terreno na primeira fase. Caracterizou-se as forças de percolação com a utilização de piezómetros e conhecendo a granulometria do material areia. Este modelo permitiu identificar as zonas onde o comportamento da água gerava forças de percolação que instabilizavam o terreno. Este conhecimento foi utilizado na construção e escolha adequada dos sistemas de bombagem a utilizar, que foram definidos por poços de bombagem. Na terceira fase, construíram-se os poços de bombagem e procedeu-se ao abaixamento do nível freático na secção do túnel que atravessava a camada de areia saturada com a permanente monitorização dos trabalhos. O túnel foi concluído com sucesso com a adoção desta medida.

Uma das formas utilizadas para evitar a afluência de água, quando se conhece que a sua localização é à frente da zona a escavar, e caso seja possível, é a injeção de pré-grouting desde a superfície. A utilização

²⁰ Caso 18 do Anexo I

de grouting encontra-se descrita adiante no texto na parte referente a técnicas de reforço e aumento da resistência do material a escavar.

Quando não é possível, a injeção desde a superfície, efetua-se através de furos de avanço, na frente de escavação. O grouting reduz a permeabilidade do solo a escavar, reduzindo assim a afluência de água. Pode ser uma medida adotada na fase construtiva para evitar o levantamento hidráulico apontado no **ponto três**, conjuntamente com a utilização de jet-grouting que forma uma barreira estanque à passagem da água. As soluções adotadas na fase construtiva para fazer face ao levantamento hidráulico, são a drenagem da soleira do túnel, para que exista alívio de pressão e a construção de uma soleira temporária com a finalidade de evitar a afluência de água.

O **ponto quatro** refere-se aos efeitos de diversa ordem que levam ao atraso no ciclo de produção. Esses efeitos podem ser a falta de um número de equipas adequado para a execução de trabalhos que exijam pessoal certificado e devidamente qualificado para os executar, como por exemplo a execução da solda térmica das membranas de impermeabilização. Podem ainda dever-se a atrasos na entrega de materiais no local de produção, devido a condicionalismos externos à obra, condicionalismos de trânsito por exemplo que possam afetar a deslocação de camiões quando o local de deposição dos escombros fique situado afastado do local de construção, fatores que afetam o ciclo de produção baixando o rendimento de equipas de trabalhos e o rendimento global da obra. A melhor forma de evitar este tipo de efeitos é através de um bom planeamento das tarefas a executar, prevendo sempre alternativas caso o normal avanço da obra seja afetado, para que se mantenha sempre um nível de produção contínuo sem que existam paragens, por fatores que não sejam diretamente ligados à normal execução dos trabalhos.

Danos que sejam causados em equipamentos podem tal como apontado no **ponto cinco**, pôr em risco a segurança dos operários. Assim tem de cumprir-se com o plano de segurança e saúde no trabalho, para que no desempenho de tarefas os operários não estejam expostos a situações que coloquem a sua saúde em perigo, como por exemplo inalação de poeiras ou fumos tóxicos resultantes da detonação de explosivos. A quantidade de oxigénio do ar dentro do túnel, mantida através dos sistemas de ventilação, não pode ser inferior a 19% em nenhum ponto do túnel (OSALAN, 2012). O tempo de operação com determinadas máquinas também deve ser cumprido, uma vez que algumas podem provocar problemas graves de saúde, como por exemplo a utilização de placas compactadores que possui um determinado tempo de utilização por operário, assim como as condições de segurança das mesmas devem estar verificadas.

O **ponto seis** aborda os efeitos que podem advir devido à utilização de energia elétrica no interior do túnel, nomeadamente o perigo de eletrocussão que representa para os operários quando em contacto com a água. Assim o manuseio de cabos elétricos deve ser efetuado sempre com utilização de luvas de proteção, assim como os operários devem também cumprir com as normas de segurança no trabalho, com a utilização de botas de proteção que preveem a proteção face a eletrocussão. A passagem de cabos elétricos deve ser feita por locais onde não existe circulação de máquinas de forma a evitar que os cabos sejam pisados e danificados, criando dessa forma um maior risco de ocorrência de acidentes.

A utilização ou não de explosivos, dado pelo **ponto sete** é também definida em função da presença ou não de água e do tipo de material a escavar. Quando existe água em excesso não é recomendado a utilização de explosivos, sem que antes tenha sido efetuado o desvio da água e o suporte se apresente livre de escoamentos de água uma vez que a água pode preencher os furos onde serão colocados os explosivos

para o desmonte da rocha a escavar e tal não é aconselhado quando se utilizam determinados tipos de explosivos. A presença de sais oxidáveis como o nitrato de amónio no ANFO (acrónimo inglês para *Ammonium Nitrate/Fuel Oil*, explosivo produzido pela mistura de hidrocarbonetos líquidos com nitrato de amónio) diminui drasticamente a resistência deste explosivo à água. A capacidade dos explosivos resistirem à ação da água, está geralmente associada com a proporção de nitroglicerina ou aditivos especiais que possam conter. Explosivos que contenham emulsões de gel ou gelatina de dinamite têm maior capacidade resistente à ação da água.

Soluções de desvio da água são também adotadas como uma das medidas de solução do **ponto oito**, quando existe muita dificuldade em aplicar o betão projetado na parte escavada do túnel. As dificuldades devem-se sobretudo à falta de adesão betão projetado/suporte, uma vez que com a presença de água forma-se uma lâmina líquida superficial sobre a zona onde se quer aplicar o betão e este não consegue colar ao suporte. Este problema pode ser solucionado aumentando a pressão de projeção que irá fazer com que o betão ao ser projetado, devido à velocidade de projeção no suporte, afaste a água da lâmina líquida que lá se encontra e adira ao suporte. Contudo se o caudal de água afluyente for elevado, prevalece o problema e o betão acaba por cair do suporte perdendo-se dessa forma material. As medidas de desvio da água encontram-se descritas com mais detalhes na subsecção referente à drenagem, **ponto catorze**. Nesta subsecção englobam-se ainda as soluções referentes ao **ponto quinze**.

A fendilhação apontada no **ponto nove** da Tabela 4.1, na fase construtiva acontece sobretudo devido à formação de fissuras devidas à retração do betão.

Quando existe retração após a aplicação de uma camada de betão projetado, existe a criação de um caminho de passagem da água, desde o maciço escavado até ao interior do túnel. É necessário controlar a existência de retração e criação de fissuração do betão, através de inspeção visual de forma a detetar se existem zonas com manchas de humidade ou presença de água em escorrimento. Caso existam essa zona tem de ser tratada através da aplicação e preenchimento das fissuras ou fendas com a utilização de resinas. Posteriormente pode haver a necessidade de aplicação de novas camadas de betão projetado ou com o encaminhando da água que aí aflui, para o sistema de drenagem executado.

Assim a aplicação do betão projetado deve acontecer em condições de temperatura e humidade relativa, uma vez que são fatores que influenciam a retração do betão, evitando dessa forma que este efeito se verifique. Assim quando os valores de temperaturas são inferiores a 5° C, a quantidade de resalto aumenta consideravelmente, o tempo de presa e o ganho de resistência inicial é prolongado, assim como a adesão ao suporte, pelo que não é aconselhada a aplicação abaixo de 5° C. Para temperaturas superiores a 35° C, o tempo de presa e o endurecimento do betão são acelerados e conjugado com baixa humidade relativa pode dar origem a retração, devido à rápida evaporação da água presente no betão (Fernandes, 2015).

Tal como expresso no **ponto dez** da Tabela 4.1 a corrosão das armaduras e o surgimento de manchas de humidade no revestimento do túnel, apontado pelo **ponto onze** são dois dos mais graves problemas que podem ocorrer na fase de exploração do túnel. A abordagem da solução para estes problemas assim como também para o **ponto doze** que se refere aos efeitos da água nos elementos de fixação em revestimentos, é efetuada também no ponto 4.2, na subsecção referente a revestimentos.

O **ponto treze**, que refere-se à definição da geometria da secção do túnel a adotar. Esta é uma solução que é definida ainda na fase de projeto quando são definidos os métodos construtivos que serão utilizados em função do tipo de material a escavar. O controlo de alteração da secção ao longo da escavação é feito com base na técnica de escavação utilizada, contudo quando ocorre convergência o revestimento primário pode sofrer deformações consideráveis. O maior risco de alteração da forma da secção é devido à convergência, que deve ser minimizada através da instalação de um suporte rígido capaz de contrariar a deformação imposta, sendo que a utilização da técnica de escavação NATM, é uma das melhores formas para lidar com este problema. Adicionalmente podem instalar-se pregagens juntamente com a malha do betão projetado (Thomas, 2008).

O **ponto dezasseis**, que se refere à subsidência é abordado na subsecção referente aos métodos de escavação em meios macios com presença de água, onde se indicam algumas técnicas construtivas que possibilitam a construção em segurança, em meios sujeitos a subsidência, sem que exista o risco de ocorrência ou formação de chaminés. A subsidência tem especial relevância em zonas em que existam camadas de argilas situadas sobre maciços rochosos, tal como acontece na cidade de Oslo (Karlsrud, 2014).

Nesta situação uma entrada de água, mesmo que em pouca quantidade dará origem à redução da pressão intersticial, que origina a consolidação da camada de argila. A redução da pressão intersticial e a exemplificação gráfica deste processo é dada pela Figura 4.1. Iniciado o processo de consolidação, surgem os assentamentos à superfície em áreas amplas, subsidência que pode ir até 600 m de distância do túnel. Origina danos em estruturas e edifícios que não se encontrem fundados diretamente sobre uma camada rígida.

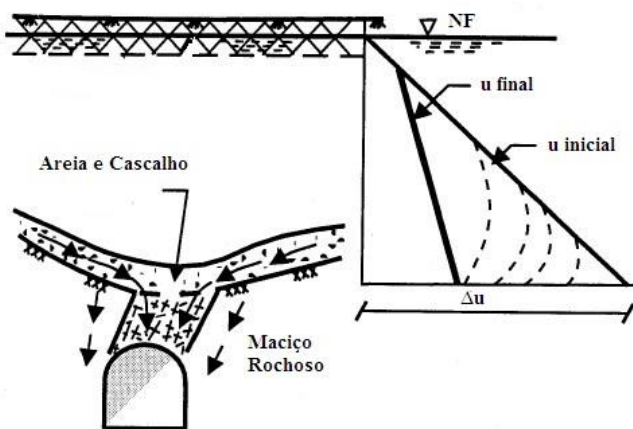


Figura 4.1 – Mecanismo de subsidência (Karlsrud, 2014)

Da escavação de inúmeros túneis na região urbana de Oslo e através da experiência adquirida nos mesmo, a solução utilizada para evitar a subsidência segundo (Karlsrud, 2014), passa pela injeção de grouting, no maciço rochoso, evitando dessa forma a passagem da água através do túnel, e não permitindo a consolidação das argilas. Ainda segundo o mesmo autor, a água aflui maioritariamente através das descontinuidades nas rochas, pelo que quanto maior a pressão de injeção, na ordem de 30 a 40 bar) melhor o resultado esperado em comparação com pressões de injeção na ordem dos 10 a 30 bar, pois verifica-se uma maior diminuição do caudal afluyente ao interior do túnel, devido ao maior alcance do grouting no interior do maciço e maior fecho das descontinuidades devido ao preenchimento com grouting. Contudo a

pressão de aplicação do jet-grouting, encontra-se limitada pela pressão do peso das terras sobrejacentes, uma vez que não deve ser aplicado jet-grouting com uma pressão superior à que é devida a esse peso. Caso contrário criam-se novas fissuras e fendas que permitem a passagem da água. A aplicação com pressão elevada pode também dar origem à passagem do jet-grouting para zonas onde pode causar problemas, por exemplo se conseguir penetrar em tubagens enterradas no solo para passagens de redes de serviços.

Da experiência descrita pelo autor, pode-se constatar também que em casos de túneis onde não foi aplicado pré-grouting, a entrada de água no túnel situava-se entre 0,15 a 0,8 l/minuto/metro de túnel e em túneis rodoviários onde foi aplicado pré-grouting, a afluência de água baixou para 0,06 l/minuto/metro de túnel. As observações visuais destes caudais, geralmente estavam concentradas em zonas de fraturas, descontinuidades e em zonas de preenchimento por materiais sedimentares. O fluxo de água era canalizado por estas zonas e afluía de forma concentrada numa só zona.

As medidas de solução para os efeitos gelo/degelo **ponto dezassete**, encontram-se descritas na subseção revestimentos do ponto 4.2.

Na fase antecedente à construção, a fase de projeto, é feita a análise mineralógica e controlo laboratorial da qualidade da água referido pelo **ponto dezoito**. No estudo mineralógico pretende-se saber quais os minerais presentes na água na zona de escavação, qual o seu grau de agressividade e risco para os materiais de construção que serão aplicados na construção do túnel ou revestimento. No caso de túneis hidráulicos ou túneis para transporte de líquidos, estuda-se a composição da água de modo a prever o risco de contaminação para os líquidos transportados pelo túnel.

Por exemplo, devido aos efeitos químicos e às consequências que deles podem advir no futuro, na ilha da Madeira, na construção da estação elevatória de água dos Socorridos, estudou-se a composição química da água para a escolha da classe de betão a utilizar no revestimento. Devido à análise dos valores de pH da água, que se situaram entre 5,5 e 6,5, que tal como visto no capítulo três são valores de ação química que originam corrosão de armaduras, escolheu-se um betão com classe de resistência C30/37 para o revestimento da estação (Ambrósio, 2007).

O **ponto dezanove** refere-se à fase de estudo, prévia ou que decorre ao longo da escavação em que as reservas de água de abastecimento a populações e meio natural envolvente do túnel são documentadas de forma a evitar que a escavação possa afetar a normal presença de água no meio natural ou possa afetar o abastecimento a populações, tal como aconteceu com o túnel Romeriksporten²¹ na Noruega. Este túnel com 13,8 km e com uma seção de 110 m² atravessou uma zona de rochas sedimentares com predominância de xistos e calcários, com elevado escoamento de água. O construtor teve dificuldade na aplicação do grouting para selar a entrada de água, o que deu origem ao abaixamento do nível freático causando assentamentos nos edifícios da área urbana próxima, a drenagem parcial do lago Puttjern e danos nas árvores de uma floresta próxima, que perderam a água para alimentação (Holmøy, 2008). Torna-se assim importante o conhecimento de biólogos, botânicos e ambientalistas, para a identificação de zonas com rica biodiversidade que sejam importantes preservar, cuja dependência de conservação esteja ligada à água (Grepstad, s.d.).

²¹ Caso 27 do Anexo I

Métodos de escavação em meios macios com presença de água

Quando a escavação de um túnel atravessa um maciço em que as condições sejam propícias a inundação, uma das melhores soluções mais eficazes a adotar é a bombagem da água da zona a escavar. Apesar dos elevados custos que a bombagem pode acrescentar à obra, os mesmos serão parcialmente compensados pela eficiente progressão e avanço do túnel, ao longo do tempo estimado em projeto (Preene, 2012). Além deste método podem ainda ser adotadas medidas como a criação de cortinas de estanquidade à água através do tratamento do solo, por jet-grouting, ou grouting permeável, ou ainda o congelamento do solo dentro do próprio túnel a partir da superfície exterior. Estes métodos acabam também por servir como métodos de aumento da resistência dos solos a escavar, o que facilita o processo de escavação.

Nos projetos de túneis o tempo de execução contratado entre o dono de obra e o executante condiciona os métodos construtivos a utilizar, pelo que muitas vezes não basta apenas controlar e bombear a água que aflui ao interior do túnel em maciços compostos por solos ou rochas brandas, como é conveniente também evitar inundações que podem atrasar os trabalhos em muito tempo e retirar os escombros de forma rápida e eficaz para o exterior, para que se possa manter um ritmo de produção elevado mesmo em condições não favoráveis. É necessário também prever a ocorrência de chaminés devido à queda do material da frente de escavação, que tal como se pode nos vários casos descritos no Anexo I, são acidentes que dão origem a atrasos bastante consideráveis, assim como também costumam ter consequências bastante gravosas, que vão desde operários a bens e serviços nas imediações da obra.

Face a estes condicionalismos desenvolveram-se duas técnicas construtivas para lidar com a escavação de túneis em solos e rochas macias com presença de água. O primeiro é a utilização de ar comprimido na frente de escavação, utilizado desde o século XIX, de forma a manter uma pressão no interior do túnel, superior à pressão atmosférica. Com este método e por equilíbrio na frente de escavação apenas alguma água aflui ao túnel. Este método é desaconselhado porque obriga à permanência de operários nesta zona, acarretando graves problemas de saúde e controlo médico, estando a sua aplicação limitada a pressões de 3,5 bar. Com a utilização deste método nunca se consegue manter a pressão constante dentro do túnel, para balancear com a pressão de água na frente de escavação (Preene, 2012). Por exemplo, se a pressão de ar for dimensionada para o controlo da entrada de água a meia altura da face de escavação, irá ocorrer perda de pressão através da abóbada do túnel e a água pode aceder ao túnel através da soleira, tal como se pode observar na Figura 4.2.

Um método alternativo a este e desenvolvido já no século XX é a escavação com recurso a tuneladoras escudo (EPB-TBM; *Earth Pressure Balance-Tunnel Boring Machine*), exemplificadas na Figura 4.3. Permitem efetuar o balanço de pressões entre o solo e a água presente no solo, através de um escudo de corte que ocupa toda a frente de escavação e posicionado na frente da tuneladora, à frente dos operários, trabalhando estes em condições de pressão normais.

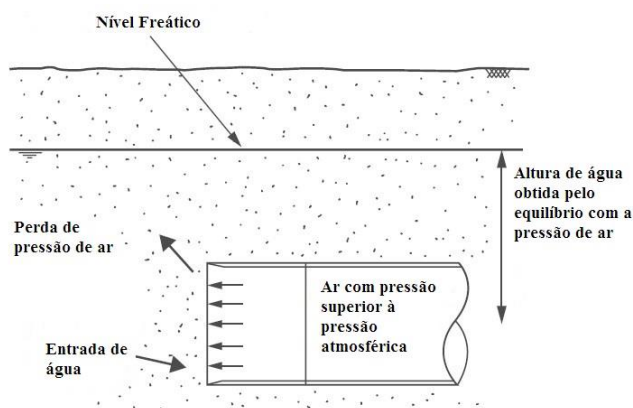


Figura 4.2 - Método de escavação de solos e rochas macias, com utilização de ar comprimido. (Preene, 2012)

Este mesmo escudo pode conter lamas bentoníticas que misturadas com o escombros removido formam um fluido que aumenta a resistência ao corte e evita o colapso do material a escavar, e não permite que sejam provocados danos na tuneladora, ou o seu afundamento no material a escavar, evitando assim que a tuneladora fique presa e impossibilitada de escavar, tendo os trabalhos de parar. O material escavado é direcionado para o exterior através de um transportador mecânico.

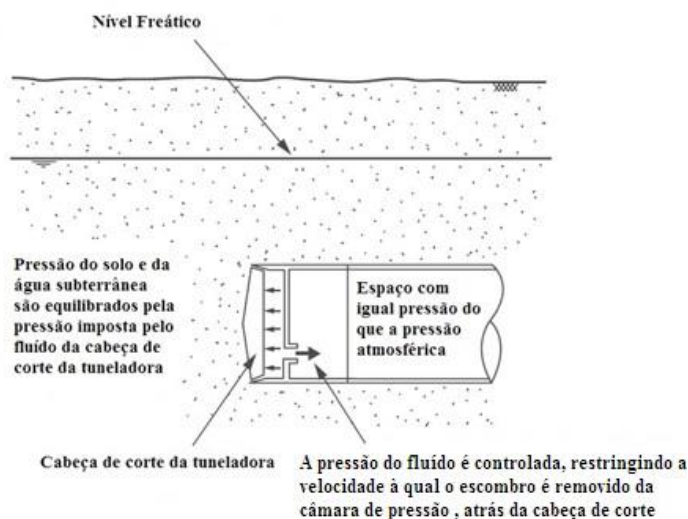


Figura 4.3 – Método de escavação com utilização de *Earth Pressure Balance*. (Preene, 2012)

Drenagem

A drenagem referida no **ponto catorze** é talvez a primeira medida que ocorre quando se pensa na presença de água. A drenagem implica a instalação e utilização de equipamentos que podem ser afetados pela composição química da água.

Em drenagem existem duas técnicas para controlo da água no local de construção; a técnica de desvio da água e a técnica de exclusão. A técnica de desvio permite que a água chegue ao local de construção e daí seja retirada para o exterior, através de encaminhamento por gravidade ou por meios mecânicos, bombagem. A técnica de exclusão impede a chegada de água ao local de construção (Sinha, 1989).

Na técnica de desvio, estão incluídos os poços de bombagem abertos e submersos, e os poços elevatórios indicados no ponto quinze. Estes poços servem para baixar a pressão na água através do

abaixamento do nível freático, aumentando assim a tensão efetiva do material que faz aumentar por sua vez a resistência ao corte do material, possibilitando a escavação em maior segurança.

Na técnica de desvio inclui-se também a execução de furos de avanço, tal como se pode ver na Figura 4.4 que exemplifica esquematicamente a realização de furos de avanço com a utilização de uma máquina de perfuração. Técnica de drenagem que foi utilizada na construção do túnel de Huguenot²².

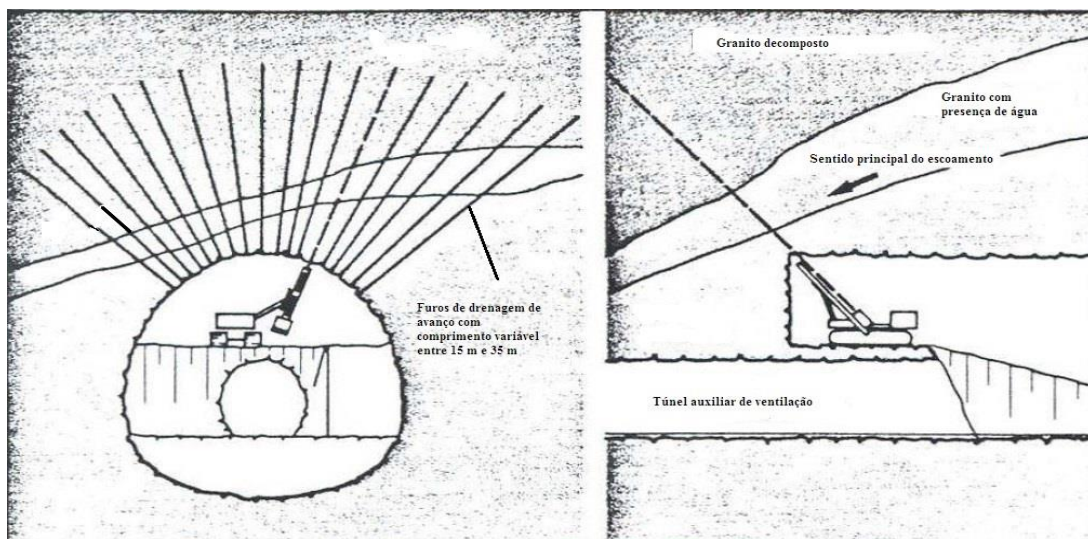


Figura 4.4 – Esquema de drenagem em avanço. (Apuentes)

Na técnica de exclusão incluem-se a construção de barreiras para impedir a circulação da água no maciço, excluindo-a do local de construção. Incluem-se nesta técnica a injeção de jet-grouting com a função de bloquear a passagem da água, criando uma barreira estanque, o corte hidráulico com chapas de aço que tem uma função semelhante à aplicação de jet-grouting e a execução de paredes drenantes. Esta técnica serve para reduzir o fluxo de água, sendo maioritariamente aplicada em solos de elevada permeabilidade.

Drenagem longitudinal

A drenagem longitudinal é necessária para escoar toda a água que entra ao túnel, na fase de construção e ao longo da sua exploração.

Consiste no escoamento e encaminhamento da água, através do alinhamento longitudinal do túnel para o seu exterior, sendo que as saídas da água situam-se normalmente nas entradas do próprio túnel. Quando o terreno assim o permitir ou existirem caminhos mais próximos para a saída da água, a mesma deve ser direcionada para eles, como por exemplo através de galerias de evacuação de emergência. A Figura 4.5 exemplifica um sistema de drenagem instalado na entrada do túnel, com a colocação dos tubos situada na base do hasteal, estando o túnel ainda em fase de construção.

Em exploração a água pode entrar no túnel pelo pavimento, devido a derrames provenientes de veículos em circulação, lavagens ou com origem nas bocas-de-incêndio, quando instaladas no túnel. Pode também ter origem na soleira ou hasteais proveniente do maciço. Para a sua recolha utilizam-se vários

²² Caso 15 do Anexo I

sistemas, sendo o mais frequente a utilização de um tubo perfurado envolto num material filtrante para evitar o seu entupimento por partículas de lavagem do solo.



Figura 4.5 – Drenagem de água, no portal do túnel. (Apuentes)

É colocado na base dos hasteais e com ligação diagonal a um tubo coletor principal que fica instalado ao eixo da via, tal como esquematizado na Figura 4.6 que mostra um sistema de drenagem com recolha de água efetuada pelos drenos laterais e posterior encaminhamento para um tubo de drenagem principal, situado ao eixo do túnel e que encaminha a água até ao exterior.

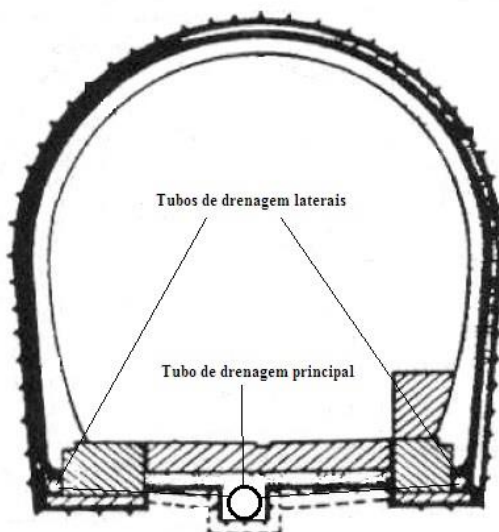


Figura 4.6 – Corte de secção de um túnel com esquema de drenagem. (Apuentes)

O diâmetro dos tubos de recolha situados na base dos hasteais, é variável e calculado consoante o caudal a drenar esperado. O tubo principal pode ser apenas instalado na base dos hasteais ou no centro da via, quando os caudais a drenar são menores.

A ligação entre os drenos laterais e o dreno principal não deve ser efetuada com ângulos retos, os ângulos de entrada no dreno principal devem ser de quarenta e cinco graus, e no sentido do escoamento. A entrada no dreno principal deve situar-se a dois terços da altura deste.

A recolha da água pode ser feita por gravidade até ao exterior do túnel, caso a inclinação do terreno assim o permita, devendo ser feita desta forma para evitar custos de exploração elevados com manutenção e alimentação de sistemas mecânicos de bombagem. Caso contrário será feita por gravidade até poços de bombagem e daí até ao exterior por meios mecânicos de elevação.

A intensidade da entrada de água no túnel é avaliada segundo (Mahuet J. , 2015) através da Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Entrada de água, em túneis. (Mahuet J. , 2015)

Nível	Entrada de água (E)
0	Suporte seco
1	Superfície molhada
2	Gota a gota ligeira $E \leq 30$ gotas/minuto
3	Gota a gota consecutiva $E \geq 30$ gotas/minuto
4	Infiltração ligeira $E < 1$ l/minuto/m
5	Infiltração média $1 \text{ l/minuto/m} < E < 5 \text{ l/minuto/m}$
6	Infiltração importante $5 \text{ l/minuto/m} < E < 10 \text{ l/minuto/m}$
7	Infiltração importante $10 \text{ l/minuto/m} < E < 15 \text{ l/minuto/m}$
8	Escorrimento médio $15 \text{ l/minuto/m} < E < 25 \text{ l/minuto/m}$
9	Escorrimento importante $E > 25 \text{ l/minuto/m}$

Em zonas de gotejamentos pontuais, ou seja até ao nível 3 da tabela acima, faz-se um furo com cerca de 1 m de profundidade tal como exemplificado na Figura 4.7 na zona onde é proveniente a água, e com um diâmetro mínimo de 30 mm, concentrando dessa forma a recolha da água num só ponto. Depois fixa-se uma meia cana com diâmetro mínimo de 80 mm ao hasteal que irá conduzir a água até ao sistema de drenagem horizontal instalado no túnel. O diâmetro dos tubos coletores horizontais instalados na base do hasteal é dado em função do caudal a escoar. Encontram-se apresentados os valores recomendados na Tabela 4.3. O diâmetro aumenta no sentido do escoamento.

Tabela 4.3- Diâmetros recomendados para os tubos de drenagem longitudinal instalados na base da soleira. (Mahuet J. , 2005)

Caudais a drenar	Diâmetros do tubo coletor instalado com 2% de inclinação
0,1 l/s/m	Φ100
0,1 a 0,25 l/s/m	Φ125
0,25 a 0,50 l/s/m	Φ150

Por fim protege-se e cobre-se a meia cana com betão projetado ficando embutida dentro do revestimento.

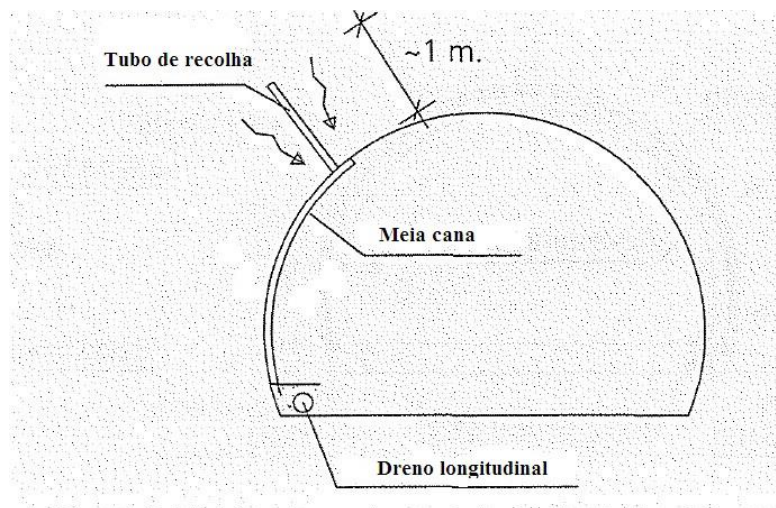


Figura 4.7- Dreno pontual (GeoConsult, 1995)

Os materiais drenantes que são geralmente colocados primeiro do que as membranas de impermeabilização, têm a função principal de assegurar a evacuação da água com perda de carga controlada. Normalmente utilizam-se geocompósitos e geotêxteis, uma vez que fazem a função de filtro, impedindo a lavagem de finos, evitando o seu arrastamento e a colmatagem do tubo de drenagem. Não são permitidos geotêxteis não resistentes a soluções de alta alcalinidade ($pH > 12$), porque caso a água seja alcalina, irá reduzir significativamente o tempo de vida útil desse material, assim como estes têm ficar em contacto com o revestimento em betão que tem alcalinidade superior a 12.

Técnicas de reforço e de melhoramento do maciço a escavar

Quando se está a escavar num meio brando utilizando o método de escavação convencional (todas as formas de escavação que sejam executadas sem utilização de tuneladoras), é normal recorrer-se à utilização de técnicas construtivas como a injeção de grouting ou a realização de jet-grouting no terreno ou utilizar a consolidação química, para travar enormes caudais de entrada de água. Correntemente, o grouting é uma calda de cimento de porção fina, sendo o mais comum o de cimento Portland. Existem ainda outras soluções como o grouting de micro-cimento que usualmente é três a quatro vezes mais caro que o grouting de cimento Portland e o grouting químico que é aproximadamente dez vezes mais caro que o grouting de cimento Portland, mas que possui boas propriedades de penetração e tempo de presa (Karlsrud, 2014). O grouting diferencia-se do jet-grouting, porque ao passo que o jet-grouting é injetado no terreno com elevadas pressões e ar, o grouting é misturado com o solo escavado. Quando se utiliza jet-grouting considera-se que fica praticamente impermeável. Com a utilização de grouting considera-se que o solo continua permeável. O grouting é aconselhado para solos granulares e o jet-grouting é aconselhado para argilas e solos argilosos.

A utilização de injeção de grouting no terreno tem várias finalidades. Pode ter como finalidade servir para consolidar o maciço, fechar fissuras e impedir a passagem da água ou ainda para preencher espaços vazios.

(Chisyaki, 1984) concluiu que a área a aplicar grouting, deve ser limitada até à distância de um diâmetro do túnel. Verificou que a entrada de água após a selagem com grouting de túneis onde o estrato impermeável está situado abaixo da soleira do túnel, é ligeiramente inferior aos casos onde o estrato impermeável se

encontra coincidente com a soleira, contudo não é muito diferente dos valores destes. Verificou também que o efeito da selagem com grouting é menor em meios permeáveis isotrópicos do que em meios permeáveis ortotrópicos.

Segundo (Grøv, 2014), em áreas bastante suscetíveis a flutuações do nível freático devem ser efetuados furos exploratórios de avanço e efetuada a injeção de pré-grouting, antes de se escavar. Uma injeção típica de pré-grouting com aplicação contínua é definida por 10 a 30 furos efetuados segundo um determinado padrão, que formam uma barreira na zona a escavar. O comprimento de cada furo varia entre 15 m e 35 m com um espaçamento de 6 a 10 m, entre cada injeção de grouting. Ainda segundo o mesmo autor, este processo deve ser efetuado em redor de toda a secção do túnel, tal como exemplifica a Figura 4.8.

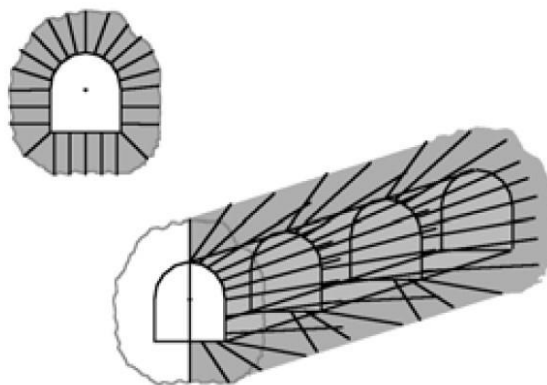


Figura 4.8 – Exemplo da área de aplicação de grouting em redor da secção do túnel (Grøv, *Introduction to water control in Norwegian tunnelling*, 2014).

Para estabilizar e poder garantir a resistência suficiente do maciço para que seja possível escavar à frente da face do túnel, costuma também utilizar-se a inserção de chapas no solo com a forma da secção definida para o túnel, que formam uma barreira que impede a passagem do solo que está atrás dela. Quando estes perfis formam uma secção escava-se o material que está no seu interior formando a passagem do túnel.

Pode aplica-se também ainda jet-grouting na direção horizontal da escavação ou utilizar-se o método construtivo conhecido como enfilagens (*pipe-umbrella*), que consiste na instalação, através da realização de um furo horizontal com uma máquina de perfuração e posterior inserção de tubos com diâmetros que vão desde os 76 mm até 200 mm, e comprimentos entre 15 m e 30 m colocados com um ângulo aproximado de 5° com o eixo do túnel e distanciados entre si entre 30 cm a 50 cm. O arranque da utilização deste método por ter de ocorrer com o solo a ser suportado por uma camada de betão projetado. Após a execução do furo é instalado o tubo metálico que posteriormente é preenchido com calda de cimento injetada. A Figura 4.9 mostra um exemplo deste método, podendo ver-se que o espaço da extremidade dos tubos é posteriormente preenchido com betão projetado antes da colocação do revestimento final. A Figura 4.10 mostra a execução do processo no início da construção de um túnel, onde é possível ver o terreno estabilizado com a utilização de betão projetado. O processo construtivo de enfilagens repete-se com o avanço da escavação, nos comprimentos definidos em projeto.

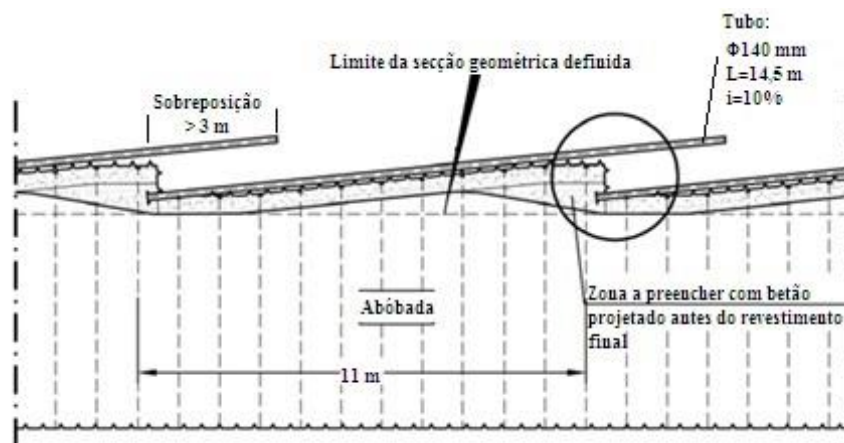


Figura 4.9- Perfil transversal do método construtivo por enfilagens. (Wittke, 2002)



Figura 4.10- Início da construção do túnel ferroviário Dernbach²³, na Alemanha, com o método de enfilagens. (Wittke, 2002)

Em geral em maciços de fraca qualidade combinam-se procedimentos de injeção com procedimentos de drenagem. É frequente nestas circunstâncias fazerem-se furos com 30 m a 100 m de profundidade na frente de escavação para detetar pressões hidráulicas e permitir a sua drenagem (Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech (UPC)). Tal como foi efetuado por exemplo na construção do túnel rodoviário Huguenot²⁴ que atravessa as montanhas Toitskloof, perto de Cape Town na África do Sul. Este túnel possuía caudais que variavam 10 e 15 m³/h, sendo a permeabilidade do granito de 10⁻⁸ m/s.

Para o abaixamento do nível freático recorre-se à utilização de poços de bombagem. Normalmente os poços de bombagem são executados desde o exterior do túnel, situados nas laterais do alinhamento da passagem do túnel e em alguns casos são complementados com drenagem suplementar desde o interior do próprio túnel. Em obras de maior dimensão tem-se recorrido à utilização de túneis de drenagem suplementares, como aconteceu no caso do túnel ferroviário de Seikan²⁵ no Japão, túnel que é descrito em muitas referências bibliográficas e estudos. Os túneis podem servir também de drenagem e desvio de

²³ Caso 31 do Anexo I

²⁴ Caso 15 do Anexo I

²⁵ Caso 10 do Anexo I

caudais de rios tal como aconteceu na barragem de Funil do rio Paraíba²⁶, em que um túnel com 430 m de extensão e 11,5 m de diâmetro foi escavado para desviar o caudal do rio durante a construção. Este túnel tinha a capacidade para escoar um caudal de 1500 m³/s (Marangon, 2007).

(Konishi S. T., 2005) descreve um procedimento real de drenagem efetuado no túnel de Sambongihara, no Japão. Este túnel com 4280 m de extensão foi escavado maioritariamente num maciço composto por areias utilizando o método NATM. A drenagem foi necessária devido à existência do nível freático situado 15 m acima da abóbada do túnel, num solo composto por três até trinta por cento de fração fina e com um coeficiente de uniformidade a variar de um a nove. A água presente no maciço impedia o normal avanço dos trabalhos uma vez que atuava na frente de escavação e deixava-a bastante instável e em risco de colapsar. Efetuaram-se tubos de drenagem em zigue-zague tal como mostrado na Figura 4.11, distanciados uns dos outros em 20 m e afastados da zona de passagem do túnel 10 m. Estes tubos desviavam a água da zona de escavação, conferindo uma maior resistência ao solo escavado. Além dos poços de bombagem foram colocados próximos destes, poços para observação do nível freático, para observar e avaliar quanto este baixava em relação à posição inicial e proximidade do túnel. Verificou-se que o nível freático baixou até próximo de um metro da abóbada do túnel. A distância máxima do nível freático, com a utilização deste método, à abóbada foi próxima de 10 m, numa distância de 60 m, compreendida 30 m à frente da face de escavação e 30 m atrás da face de escavação.



Figura 4.11 – Esquema dos poços de bombagem efetuados no túnel Sambongihara. (Konishi S. T., 2005)

O congelamento dos solos é uma outra técnica de reforço da resistência de solos a escavar. Encontra-se relacionada com o **ponto dois** da Tabela 4.1, aumento da resistência do solo a escavar de forma a evitar a instabilidade da frente de escavação e originar colapsos. É uma alternativa à utilização de grouting permeável e jet-grouting (considerado como barreira estanque). Segundo descrito por (Leung, 2012), com a utilização desta técnica pode obter-se resistências do solo até 3,5 MPa, com uma grande certeza de uniformidade na zona aplicada. Ainda segundo o mesmo autor e face às duas alternativas, o congelamento dos solos tem a vantagem de ser “virtualmente” impermeável, ter pouco impacto ambiental e pode ser aplicado em quase todos os tipos de solos independentemente da sua granulometria. Com o congelamento do solo e ganho de maior resistência é possível prosseguir com a escavação sem que existam inundações ou cedência do material da frente de escavação.

²⁶ Caso 6 do Anexo I

Contudo por ainda ser uma técnica bastante dispendiosa é utilizada apenas em situações limite, quando não é viável a execução de outro método de reforço do terreno em fase de construção.

Um exemplo da aplicação da congelação de solos, em alternativa a outro método construtivo é dado pela ligação dos túneis de esgotos na área portuária de Hong Kong²⁷, onde esta técnica foi utilizada com sucesso.

Impermeabilização

A impermeabilização é uma medida que é tomada para impedir a passagem da água do maciço escavado para o revestimento do túnel e posteriormente para o interior do túnel. Encontra-se relacionada com o **ponto onze** da Tabela 4.1. Pode ser efetuada em túneis a céu aberto ou em escavação, dependendo do método construtivo do túnel. É efetuada na fase de construção do túnel. Em túneis com idade superior a 50 anos é usual não existir impermeabilização (Mahuet J. , 2015).

É conveniente impermeabilizar os túneis situados em vias principais e com volumes de tráfego importantes. Túneis secundários, com pouco volume de tráfego ou curtos, podem não estar impermeabilizados. A impermeabilização pode ser efetuada através de membranas de impermeabilização que conferem impermeabilização total ao túnel (GeoConsult, 1995).

Membranas de impermeabilização servem para impedir a entrada de água em todo o contorno do túnel nas zonas onde ocorre a saída de água do maciço. As membranas de impermeabilização diferem segundo os fabricantes e modelos, mas as mais comuns são alveolares, em polietileno de alta densidade. Os requisitos mínimos recomendados para as membranas de impermeabilização em túneis escavados são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Requisitos mínimos das membranas de impermeabilização. (Mahuet J. , 2005)

Requisitos mínimos	Suporte com betão projetado		Suporte em segmentos de betão	Suporte com treliças de aço
	s/fibras	c/fibras		
Peso unitário (g/m ²)	600	800	600	1000
Punçoamento com agulha $\Phi 8\text{mm}$ (kN)	0,6	0,8	0,6	7
Alongamento à máxima força (%)	70			
Tensão (kN)	12			
Transmissividade a 150 kPa (m ² /s)	$4,9 \times 10^{-6}$			

A impermeabilização total mostrada na Figura 4.12 é efetuada quando existe muita afluência de água e torna-se necessário proteger o revestimento e o interior do túnel. Normalmente é efetuada através de um sistema de impermeabilização que é constituído por materiais com funções drenantes, impermeabilizantes e de proteção ao punçoamento e rasgamento. É a técnica de impermeabilização que melhor impede a entrada de água, mas exige a colocação de um revestimento em betão armado para funcionar bem. A Figura 4.13 mostra a membrana instalada, antes da construção do revestimento em betão.

²⁷ Caso 61 do Anexo I

Sobre a superfície de contorno do túnel escavado é aplicado betão projetado com uma espessura mínima de 5 cm (Mahuet J. L., 2005).

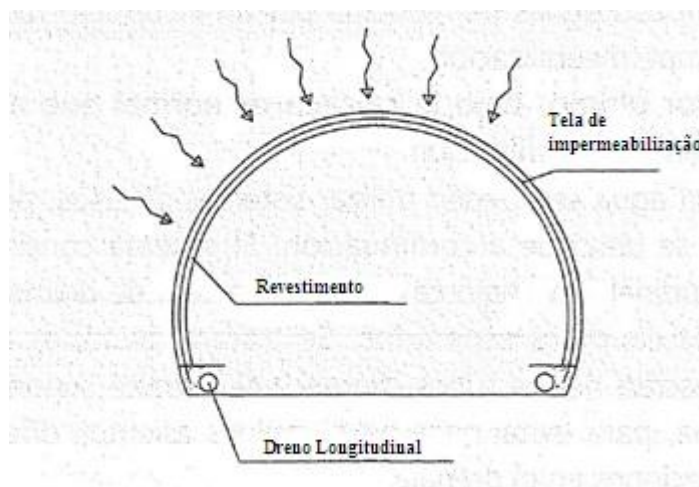


Figura 4.12 - Membrana de impermeabilização (GeoConsult, 1995)

É também ainda recomendado que para a aplicação desta técnica de impermeabilização o betão projetado deve ter agregados com dimensões máximas de 12 mm quando se trate de agregados sem angulosidades. Quando sejam agregados com angulosidades, a dimensão máxima deve ser de 10 mm. Quando existam cabeças de pregagens no maciço estas devem estar embutidas totalmente no betão. Os escoamentos devem estar todos encaminhados para um sistema de drenagem.

Quando se trate de túneis construídos com tuneladora e revestidos por anéis de betão, o desalinhamento entre anéis não deve exceder 5 cm. Quando assim não se verifique devem ser criadas ligações com argamassa ou outro material suave com um ângulo de 45° entre os dois anéis. Nos túneis construídos com tuneladoras e com revestimento em anéis de betão, além das juntas entre segmentos, local por onde a água pode passar e afluir ao interior do túnel, é ainda considerada a porosidade do material betão de que são feitos os anéis, a fendilhação devida a cargas temporárias ou permanentes, e as tensões instaladas na junta entre os dois segmentos que afetam a superfície de contacto entre ambos (Longchamp, 2005). A porosidade do material betão pode dar origem à deterioração do betão por ação da água. Pode dever-se à insuficiente densidade do betão ou existência de vazios entre os agregados. As causas que podem originar a entrada de água neste tipo de túneis são a constituição do material dos segmentos, o transporte e armazenamento dos segmentos que pode originar deformação ou imperfeições nos mesmos. O transporte e armazenamento deve ser efetuado com a devida proteção dos segmentos a impactos acidentais e proteções para evitar a deformação. A instalação também deve seguir um procedimento de forma a evitar danos nos segmentos. Cargas que sejam transmitidas pela tuneladora ao revestimento, como por exemplo em zonas de angulosidades que se formem. Assim é necessário garantir um controlo de pressão dos grupos de cilindros da tuneladora. Grouting inserido para anular espaços vazios entre segmentos, pode também criar caminhos de passagem da água, por não preenchimento total dos espaços vazios ou por deslocamentos impostos ao segmento. Assim a mistura de grouting deve ser devidamente estabelecida e a pressão do grouting deve ser controlada, assim como o correto funcionamento de todo o equipamento de grouting. Todas estas situações referidas podem originar imperfeições e entrada de água neste tipo de túneis revestidos com segmentos de betão (Longchamp, 2005).

Uma forma de garantir a estanquidade desta solução é através da membrana de borracha existente na superfície de contacto entre cada segmento, que em contacto com o segmento que o precede, por compressão sela a descontinuidade entre os segmentos e dessa forma impede a passagem da água. O contacto entre os segmentos deve ser verificado de forma a evitar uma má instalação dos segmentos originada por um mau contacto entre ambos e logo uma má selagem e passagem de água para o interior do túnel.

Quando se tratam de túneis escavados com tuneladoras, recomenda-se também que as irregularidades máximas no maciço escavado devem situar-se entre 18 e 25 mm de profundidade nos hasteais e entre 25 e 30 mm na abóbada do túnel. Caso as irregularidades sejam superiores devem preencher-se com betão projetado. As irregularidades e as angulosidades do maciço devem ser medidas antes do início da instalação do sistema de impermeabilização. Deve ter-se especial atenção a danos que possam ser causados na membrana impermeabilizante devido ao punçoamento. Estes danos podem ter origem no gotejamento localizado, por aplicação de betão projetado ou ainda devido à utilização de fibras metálicas para reforço da qualidade do betão. A membrana impermeabilizante não pode ser aplicada diretamente sobre o maciço escavado (Mahuet J. L., 2005). Sobre este é colocado uma malha de geotêxtil que permite a passagem da água, mas impede a passagem do material fino, não o deixando sair. Encontra-se ligada pelos hasteais ao tubo coletor de drenagem longitudinal, situado na base dos hasteais. Após este é colocado o material que serve de elemento de proteção. Posto isto o material com função drenante e o material com função de proteção são fixos ao maciço por pregagens pontuais.



Figura 4.13- Exemplo da fase construtiva de impermeabilização com utilização de membrana de impermeabilização. (Engenharia e Construção, 2015)

O material de proteção é instalado para proteger o material de impermeabilização da superfície irregular a tardo. Estas pregagens que são efetuadas por meio de pregos de disparo irão servir de suporte à colagem do material de impermeabilização. Este tipo de pregagens é feito através da fixação de um prego em que na sua extremidade são colocadas arandelas geralmente do mesmo tipo de material das geomembranas, mas com menor resistência para evitar a rotura da membrana quando sujeita a solicitações. As arandelas devem ser armazenadas em local não sujeito a baixas temperaturas, pois nessas circunstâncias, os polímeros como por exemplo o PVC, ficam rígidos e quebradiços. Os pregos de disparo são geralmente em aço e o comprimento depende da qualidade da superfície do suporte. Para um suporte de boa qualidade e com poucas irregularidades, basta um prego com 27 mm. Para superfícies mais irregulares e pouco resistentes os pregos terão de ser maiores. O disparo é usualmente efetuado com pistola de fixação com recurso a fulminantes. Os fulminantes são de matéria explosiva e servem para provocar o disparo da pistola, desenvolvendo nesta uma força suficiente para a fixação. A quantidade de fixações deve ser suficiente para

se obter um correto posicionamento da membrana, sem que os painéis de membrana fiquem em tensão. Geralmente em túneis em escavação, duas a três fixações por metro quadrado são suficientes. Seguidamente procede-se à união por termofusão, das arandelas com a membrana de impermeabilização. A área de contacto entre uma arandela e a geomembrana é geralmente superior a 40 cm² (Justo J. M., 2007). O material de impermeabilização é instalado de forma contínua e sem interrupções ou pregagens pontuais, tal como se mostra na Figura 4.14. Nesta figura (a) esquematiza um sistema de impermeabilização total para um túnel escavado e (b) um sistema de impermeabilização total para um túnel construído a céu aberto. A continuidade do material de impermeabilização, geralmente um tipo de material plástico, é garantida através de ar quente por soldadura termoplástica (Justo J. M., 2007).

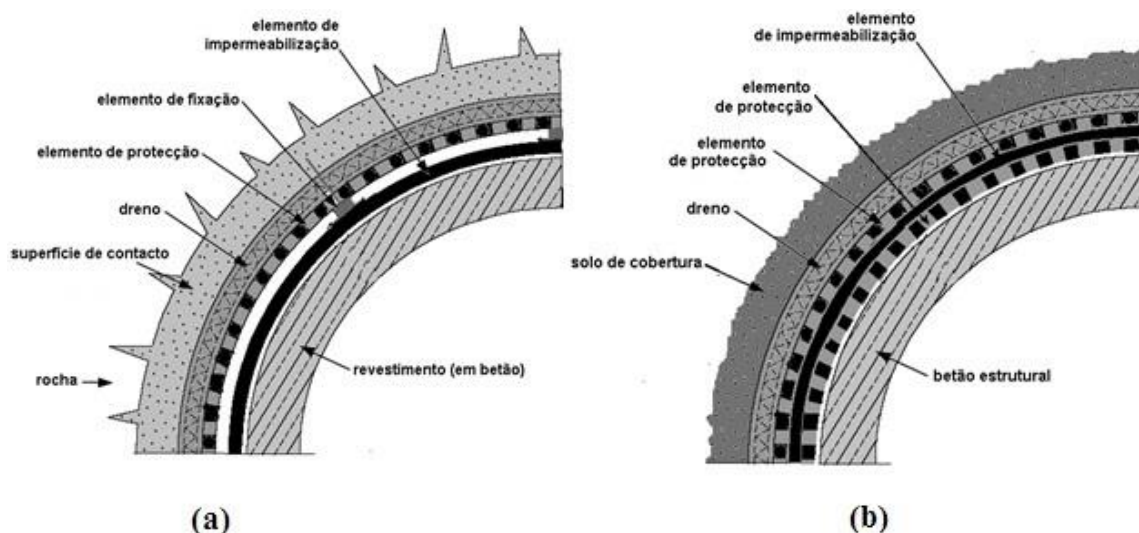


Figura 4.14- Sistema de impermeabilização. Modificado de (Justo J. M., 2006)

Os materiais de impermeabilização são normalmente geomembranas. Podem dividir-se em geomembranas betuminosas ou poliméricas. As membranas betuminosas são aplicadas apenas em túneis construídos a céu aberto, a sua aplicação não é adequada a túneis escavados. Entre os túneis construídos a céu aberto encontram-se muitas estações de metropolitano. As geomembranas, regra geral, mais utilizadas são as geomembranas de policloreto de vinilo flexível (PVC-P). Utilizam-se porque possuem elevada resistência mecânica, resistem bem ao punçoamento, possuem elevada flexibilidade a baixas temperaturas e são insensíveis aos ciclos de calor/frio. Embora tenham mau comportamento ao fogo, por libertarem gases tóxicos na combustão, esse problema é minimizado pela adição de produtos que a tornam quase incombustíveis e pelo facto de ficarem protegidas pela camada de betão armado do revestimento final do túnel. Razão que justifica a colocação de um revestimento final em betão armado, para que o sistema de impermeabilização total funcione bem e sem riscos de segurança em situações de incêndio.

Os materiais de protecção são instalados entre o material com função drenante e o material com função de impermeabilização e executam a função de proteger mecanicamente o segundo, ao punçoamento e ao rasgamento, devido às irregularidades excessivas da superfície de contorno. Podem também ainda ser aplicados sobre a geomembrana de impermeabilização para protege-la à perfuração aquando da colocação das armaduras e betonagem do revestimento final. Normalmente utilizam-se para esta função, materiais geotêxteis ou geocompósitos constituídos por uma geomembrana fina em PVC.

Quando é efetuado um sistema de impermeabilização total, um dos problemas da betonagem é a aderência ao suporte, uma vez que a membrana de impermeabilização é muito lisa e não permite que o betão consiga aderir ao suporte e auto suportar-se. Para tal, deve ser colocada uma malha de aço à frente da membrana de impermeabilização, ligada a esta pontualmente por peças especiais coladas que permitem a ligação malha-membrana, tal como mostrado na Figura 4.15.



Figura 4.15 – Elementos de ligação membrana impermeável, malha de aço. (SCT, 2016)

Em regiões onde a temperatura varia entre 0°C e -3°C por mais de 5 dias consecutivos e a afluência de água é inferior a 0,5l/min deve ser instalado uma membrana impermeabilizante com isolamento térmico para evitar que a água congele no tardo do revestimento e dentro do sistema de drenagem. Esta membrana deve ser instalada sobretudo próxima dos portais do túnel. Esse isolamento é conferido por uma banda com 15 a 20 mm de espessura de espuma de polietileno com mais de 30 kg/m³ e cuja condutividade térmica a 0° C seja inferior a 0,045 W/m/°C.

Características exigíveis ao betão e cuidados de betonagem

Ao **betão projetado** é exigida boa aderência ao suporte, baixa permeabilidade, que não contenha aditivos alcalinos e que tenha ganho de resistência rápido (Wittke, 2002). O ganho de resistência pode ser obtido através da adição de agentes aditivos aceleradores de presa que não devem exceder 35% da mistura (Wittke, 2002). Para diminuir a fendilhação podem ser adicionadas fibras metálicas, que fazem aumentar também a sua resistência a impactos. A máxima dimensão dos agregados deve situar-se entre 4 e 16 mm (Wittke, 2002).

Um dos problemas do betão projetado é a fendilhação por retração. Contudo ocorrência de fendilhação, quando devida à perda de água pode ser prevista através da avaliação das condições de humidade relativa, temperatura do betão e ventilação do local através do ábaco da Figura 4.16. Da leitura do ábaco pode-se verificar que com o aumento da humidade relativa no local de construção, para uma mesma temperatura de hidratação do betão e mesma velocidade do ar, faz com que a perda de água diminua. O que faz com que existam perdas de água elevadas são as temperaturas de hidratação do betão elevadas, conjugadas com velocidade do ar elevadas.

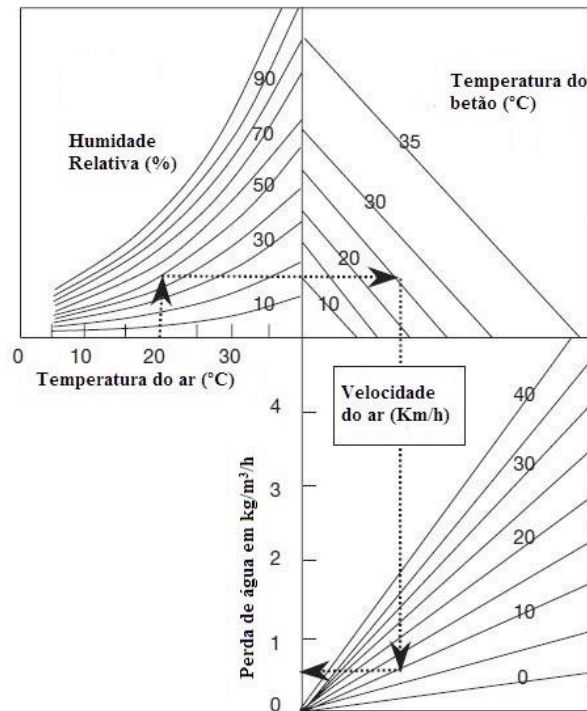


Figura 4.16 – Perda de água do betão. (Thomas, 2008)

Com a colocação destas peças de ligação à malha, o betão ganha um suporte para poder aderir. Então deve ser aplicada uma primeira camada de betão projetado, de baixo para cima, entre uma distância de meio metro a dois metros e num ângulo perpendicular à superfície do suporte (Wittke, 2002). A espessura da camada deve de ser fina, para que o betão não caia devido ao seu próprio peso. Não deve conter fibras metálicas e a pressão de projeção deve ser baixa para evitar rasgar a membrana. Deve ter-se atenção para não criar zonas de sombra, tal como descrito no capítulo anterior, zonas que posteriormente podem constituir uma passagem da água e ataque químico às armaduras. Nesta primeira camada normalmente é gasto muito betão por ressalto, que pode chegar a atingir 50%, e queda de algumas zonas do suporte, devido à dificuldade de adesão (SCT, 2016). Na Figura 4.17 pode ver-se o aspeto de um revestimento após a aplicação da primeira camada de betão projetado.

Ao **betão armado** dos revestimentos é exigida boa resistência mecânica, trabalhabilidade, durabilidade, em túneis entre 50 a 100 anos (Thomas, 2008), boa resistência a impactos, resistência a diferenças de temperatura (incêndios e ciclos de gelo/degelo), compactabilidade e resistência à fendilhação (Mercusot, 2007).

Uma boa trabalhabilidade do betão é muito importante, para que o betão possa preencher todos os espaços irregulares e aceder aos espaçamentos entre armaduras, sem deixar espaços vazios. Os agregados devem ter boa resistência a meios alcalinos ($\text{pH} > 7$), sendo a sua granulometria variável entre 5 e 20mm, podendo ser consideradas utilizações de agegados com granulometria entre 16 mm e 31,5mm. A dimensão máxima dos grãos de areia a utilizar na mistura do betão deve ter até 4 mm.

Para zonas sujeitas a abrasão, como por exemplo as zonas de drenagem os agregados têm de ter boa resistência à abrasão (Mercusot, 2007).



Figura 4.17 – Aspeto do revestimento após a aplicação da primeira camada de betão projetado. (SCT, 2016)

O material cimento deve assumir o melhor compromisso entre o ganho de resistência e fendilhação. Assim os cimentos do tipo I (CEM I) e do tipo II (CEM II) são os mais usuais, os cimentos do tipo III e IV, são possíveis de utilizar, contudo não são compatíveis com um ciclo de produção de 24h. A quantidade de material cimento situa-se à volta de 350 kg/m^3 de betão do revestimento (Mercusot, 2007).

O cimento recomendado é o cimento Portland por ter boa resistência ao ataque por sulfatos, podem ser adicionados outros componentes do cimento como sílica de fumo, cinzas volantes, escórias vitrificadas de alto forno, adições de cal e adições de materiais siliciosos (Mercusot, 2007).

A classe de resistência do betão deve ser escolhida em função do dimensionamento de projeto, e agressividade do meio, tal como composição química da água. A água utilizada na mistura não pode ser água salgada nem deve ser proveniente de reciclagem.

Os túneis rodoviários e ferroviários devem cumprir com os requisitos de classe de exposição do betão XC3 (betão exposto a humidade ambiente moderada a elevada) e XF1 (superfícies expostas a água e ao gelo). Quando a superfície não se encontra devidamente protegida deve cumprir com a exposição a produtos descongelantes transportados pelo ar, classe XF2. As classes de exposição XF3 (superfícies horizontais expostas à chuva e ao gelo) e XF4 (superfícies expostas a pulverizações diretas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo), não são apropriadas quando expostas a temperaturas negativas, contudo devem ser consideradas numa distância de centenas de metros desde cada portal, atendendo a requisitos de durabilidade. As classes de exposição XA1-XA3 (ambiente com ligeira a elevada agressividade química, com presença de água), são aceitáveis quando se betonam secções em contacto com o terreno (Mercusot, 2007).

Quando se executa um revestimento em betão armado, a espessura mínima para betão vibrado é de 300 mm, para um betão padrão por exemplo C25/30. Quando se utiliza betão autocompactante (não necessita ser vibrado) a espessura mínima do revestimento pode ser de 250 mm, tendo o betão uma resistência semelhante a betões de elevada resistência (C50/60) (Mercusot, 2007). A espessura mínima do revestimento serve para garantir o suporte de tensões de flexão (Mercusot, 2007). A betonagem de um revestimento em betão armado exige a vibração do betão, para garantir que não ficam espaços sem preenchimento dentro do betão. Com a vibração do betão deve garantir-se o recobrimento mínimo das armaduras. As juntas entre zonas betonadas em diferentes idades, não devem conter desalinhamentos acentuados. A vibração do betão é feita com vibrador de agulha inserido através das janelas com uma

dimensão mínima exigida de 500 mm x 500mm, existentes na cofragem tal como exemplifica a Figura 4.18. Na parte superior da cofragem deve existir um orifício geralmente circular com diâmetro de 100 a 150 mm, por onde é bombeado o betão para a abóbada do revestimento. A cofragem deve reproduzir a geometria final do túnel, produzir a aparência final da superfície exposta, permitir a passagem pela sua parte inferior, ter um design simples e fácil de construir, ser reutilizável, ter um sistema de translação rápido e deve ter um tempo de montagem e desmontagem rápido.



Figura 4.18 – Exemplo de uma cofragem tipo para um revestimento em betão armado em túneis escavados. Assinaladas com um círculo, as janelas na cofragem, para vibração do betão. (SCT, 2016)

A distribuição do betão dentro da cofragem deve ser efetuada de forma mecanizada (bombagem) para evitar a concentração de operários em zonas confinadas e garantir um menor tempo de betonagem. O enchimento da cofragem deve ser efetuado com uma diferença mínima de 1 m entre ambos os lados da cofragem. O exemplo de um tempo médio de enchimento de uma cofragem com capacidade para 120 m³ de betão é de aproximadamente 4 horas. A média de enchimento de uma cofragem situa-se entre 30 a 40 m³/h (Mercusot, 2007).

A resistência do revestimento ao fogo pode ser melhorada com a adição de fibras de polipropileno (atóxico, elevada resistência química) na quantidade de 1 a 3 kg por metro cúbico de betão (Mercusot, 2007).

A temperatura do material betão no momento de aplicação deve situar-se entre 16°C geralmente no Inverno e 30°C geralmente no Verão. Para garantir a temperatura mínima no Inverno, em alguns países, pode ter de recorrer-se ao aquecimento da água, até 60° C. Os agregados não devem ser misturados quando possuem temperaturas superiores a 80° C. Não deve ser aplicado betão quando a temperatura do local de construção for inferior a -5° C (Mercusot, 2007).

A descofragem do revestimento, para um túnel de secção circular com uma largura de 8-10 m, é apenas recomendada quando o betão atinge uma resistência situada entre 8-10 MPa. O tempo mínimo de descofragem, após a aquisição da resistência mínima, deve acontecer apenas 10 h após a finalização da betonagem, num túnel com a velocidade do ar < 5 m/s e uma temperatura > 15°C (Mercusot, 2007).

4.2 Medidas de controlo e reparação devido à presença de água na fase de exploração

A fase de exploração corresponde à entrada em funcionamento do túnel. Por essa altura a entrada de água deve estar totalmente controlada, contudo são várias as situações em que a água consegue afluir ao

interior dos túneis, apesar de todos os procedimentos de controlo da sua entrada terem sido cumpridos e executados. Por vezes a água aflui por má execução da impermeabilização, outras vezes apenas devido à passagem do tempo que leva à degradação dos materiais do sistema de impermeabilização e permite a sua chegada ao interior do túnel. A água chega também ao interior do túnel através das bocas-de-incêndio e lavagens, aquando da sua utilização para lavagens do revestimento do túnel, lavagens e limpeza do pavimento após acidentes e utilização no combate a incêndios. Devido à acumulação de materiais sólidos, provenientes da utilização do túnel a presença de água pode provocar a obstrução dos sistemas de drenagem, nomeadamente das sargetas ou sumidouros instalados no pavimento, e de outras componentes do sistema de drenagem. A acumulação de água no pavimento dá origem a pontos de humidade e à deterioração do pavimento e soleira do túnel, levando à sua perda de funcionalidade (Cheze J. , 2005). Como tal, deve proceder-se à inspeção visual e limpeza periódica destes dispositivos, garantindo que se encontram desobstruídos e funcionais.

Assim sempre que é necessário avaliar o estado de conservação de um túnel onde se suspeite da existência de problemas devido a ação da água, tem de ter-se sempre em consideração as seguintes informações mencionadas por (Cheze J. , 2005); o ambiente envolvente da construção, o meio geológico, geotécnico, hidrogeológico e a evolução da estrutura, tais como o registo de todas as alterações de características ao longo da sua vida útil.

Em meios geológicos com presença de calcário, meios cársicos com presença de espaços vazios de dimensões consideráveis, existe o risco de ocorrência de subsidência localizada com a formação de fendas nos hasteados, originando defeitos geométricos da secção que podem destruir o túnel. A subsidência nestes meios tanto pode acontecer por formação de cavidades na abóbada do túnel, ou na soleira. Quando possível, na fase de projeto, deve evitar-se a construção do túnel em zonas com este tipo de formação geológica. Quando a subsidência acontece já na fase de exploração, devem ser adotadas medidas de reparação que contemplem a rigidez estrutural da zona afetada, de forma a evitar a deformação.

A idade do túnel, a qualidade dos materiais, o método de construção, o tipo de terreno e as características do tráfego ou as propriedades químicas da água transportada pelo túnel são também muito importantes para o diagnóstico a efetuar. O interesse do diagnóstico do estado de conservação de um túnel é avaliar a condição das propriedades dos materiais, o estado de serviço e manutenção do túnel, avaliar o grau de reparações a efetuar e conhecer e prever as medidas de segurança adotadas ou a adotar no túnel.

As principais consequências, que dão origem ao diagnóstico são a instabilidade verificada em secções do túnel, danos no revestimento, redução da capacidade resistente, e risco de danos em terceiros. As investigações de diagnóstico podem ser destrutivas ou não destrutivas. Destrutivas são aquelas da qual resulta a destruição de uma parte do túnel para inspeção de locais de difícil acesso, no diagnóstico não destrutivo as técnicas utilizadas baseiam-se sobretudo na observação, medição e registos.

O diagnóstico pode ser feito através de avaliação visual, tal como exemplificado com a plataforma móvel elevatória na Figura 4.19, ou com utilização de equipamentos mais ligeiros que podem ser registos fotográficos ou vídeo, ou ainda a utilizando técnicas mais apuradas, como medições com utilização de laser (normalmente utilizada em túneis ferroviários e com uma precisão de leitura de milímetros), utilização de sonar com produção de imagens de alta definição (em túneis subaquáticos, através da reflexão de ondas sonoras), ou por termografia superficial que permite identificar as áreas com presença de água, assim como

as temperaturas a que a superfície se encontra. Esta técnica é utilizada nas inspeções do sistema elétrico de túneis, para detetar altas temperaturas e evitar o risco de sobreaquecimento (Cheze J. , 2005). Também é utilizada termografia infravermelha, para detetar a radiação termal emitida pelas paredes do túnel, que corresponde à temperatura a que estas se encontram.



Figura 4.19 – Equipamento para inspeção visual e perfuração. (Cheze J. , 2005)

É recomendado o uso de equipamentos de medição de temperaturas durante o Inverno, no período noturno, para que os registos possam beneficiar de um maior contraste termal (Cheze J. , 2005). Quando são efetuados e detetados registos anormais de radiação térmica as causas podem ser: presença de água em circulação com temperatura diferente à do revestimento e do maciço, uma variação repentina das condições geológicas, defeitos no revestimento, presença de vazios ou causados pela configuração adquirida pelo grouting (Cheze J. , 2005). Após a confirmação de anomalias no revestimento, as mesmas devem ser confirmadas através de métodos destrutivos nomeadamente perfuração de inspeção, exemplificado na Figura 4.20.



Figura 4.20 – Realização de furo de sondagem, numa inspeção. (Cheze J. , 2005)

Nos métodos de diagnóstico medem-se também a fendilhação com utilização de meios mecânicos ou com o recurso a equipamentos de medição mais avançados.

De entre as técnicas de diagnóstico não destrutivas destacam-se a utilização de infravermelhos, ultrassons, e radar geofísico. De entre as técnicas destrutivas, destaca-se a realização de janelas de observação (abertura do revestimento para avaliar o que está atrás deste), os furos exploratórios com ou sem endoscópio e os testes de permeabilidade (Cheze J. , 2005). A Figura 4.21 mostra uma imagem obtida por endoscópio com a utilização de uma técnica destrutiva que é minimizada com a utilização deste meio.

Além do diagnóstico efetua-se também a monitorização, que cada vez mais é feita de forma remota. A monitorização pode ser feita de forma contínua para situações sensíveis ou em locais do túnel com difícil

acesso. Podem ser monitorizados equipamentos ou serviços de importância relevante próximos do local de trabalho de forma a evitar danos a terceiros, assim como também pode ser efetuada monitorização no decorrer da realização de trabalhos no próprio túnel.

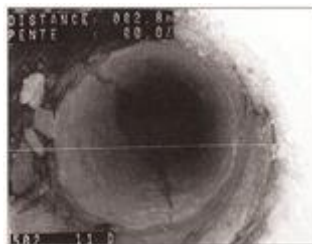


Figura 4.21 – Imagem do interior de um furo de sondagem, obtida por endoscopia. (Cheze J. , 2005)

Ou seja um equipamento monitoriza continuamente o estado do túnel e em caso de um registo ou medição atingir um valor de alerta é enviado uma mensagem de forma automática para um sistema central que por sua vez pode ter sistemas de alerta que enviam mensagens para os responsáveis pelo processo de monitorização a decorrer, devendo estes assumir as medidas preventivas estabelecidas, após a receção do alerta (Cheze J. , 2005). Em túneis com revestimento em betão armado os parâmetros físicos que devem ser monitorizados são: deslocamentos, largura de fendas, deformações, tensões no terreno e no revestimento, pressão da água, vibrações e temperatura.

Contudo a monitorização carece sempre de intervenção humana, pois apesar de registar continuamente valores de medições, não consegue prever quando é que irão surgir os problemas, daí que devem ser efetuadas inspeções visuais regulares de forma a detetar o surgimento de problemas que possam vir a ser monitorizados.

Em túneis de vias principais é feito um outro tipo de monitorização, a monitorização do funcionamento e segurança do túnel que é feita num centro de controlo de tráfego (ver exemplo Figura A.I.8 do Anexo I) que monitoriza através de videovigilância o trânsito no túnel em tempo real e que é responsável por garantir a operacionalidade do túnel, controlando também a qualidade do ar, e fornecendo informações de trânsito para os utilizadores do túnel, normalmente transmitidas por painéis informativos variáveis (ver exemplo Figura 4.31) ou sistema áudio quando instalado.

Quando um túnel já se encontra em exploração e existe entrada de água tem especial importância o tipo de revestimento instalado.

Revestimentos

Segundo (GeoConsult, 1995), existem **três situações** quanto ao revestimento que podem ser instalados em túneis.

Na **primeira situação** não se coloca revestimento, deixando o túnel com o aspeto que possui o maciço após escavação, tal como mostrado na Figura 4.22. Esta situação aplica-se a maciços sem presença de água ou maciços com água com caudais de pequena expressão, gotejos ou presença de água com drenagem localizada. Aplicam-se normalmente em maciços de rocha com boa resistência mecânica. Aplica-se em túneis de vias de comunicação secundárias, túneis pedonais ou outros túneis menos importantes e em que o tráfego seja reduzido. Neste tipo de túneis é frequente a existência de elementos de fixação metálicos

para segurar os blocos de rocha principais. Estes elementos prolongam-se alguns metros no interior do maciço e encontram-se ancorados exteriormente ou presos através de uma placa metálica e parafuso.



Figura 4.22 – Aspeto de um túnel pedonal sem revestimento (foto do autor).

A rotura dos elementos de fixação nestes túneis, apontada no **ponto doze** da Tabela 4.1 pode acontecer devido à expansão do metal por aumento de temperatura, por exemplo após a ocorrência de um incêndio no interior do túnel. A presença de água no maciço e em contacto com estes elementos leva também à oxidação do topo dos parafusos que fixam os blocos de rocha. A redução da secção faz diminuir a sua resistência e dá origem a que estes elementos se soltem e provoquem acidentes. Como solução para evitar o ataque pela água, aos parafusos que fixam estes elementos, é aconselhada a utilização de materiais cuja conceção esteja desenhada para evitar a entrada de água nestes elementos, nomeadamente com a proteção das cabeças de ancoragem ou de aparafusamento. Outra solução é proteger estes elementos através do desvio da água à zona onde se encontram instalados ou ainda também cobrir estes elementos com material que impeça o contacto com a água. Deve também ser definido um calendário de inspeção periódica a estes elementos, para avaliar o seu estado de conservação e prever a necessidade de intervenção sobre os mesmos em caso de necessidade, durante a fase de exploração do túnel.

Na **segunda situação** instala-se um revestimento decorativo apenas. Este é feito com materiais pré-fabricados, fixados mecanicamente aos hasteais do túnel e que exercem simplesmente uma função decorativa e estética, contribuindo também para uma melhor projecção da iluminação e da ventilação dentro do túnel (SCT, 2016). Executa-se por se considerar que a superfície de contorno do túnel após escavação é em geral pouco estética. Pode também servir como forma de ocultar o método construtivo do túnel. A Figura 4.23 e a Figura 4.24 são dois exemplos da instalação de um revestimento com função estética.

Na **terceira situação** pode optar-se por executar um revestimento em forma de anel de betão com utilização de cofragem. Em túneis com idade superior a 50 anos, é frequente o revestimento ser de alvenaria. Existe também a execução do revestimento final com a utilização de segmentos pré-fabricados. Esta técnica é mais utilizada na construção de túneis com tuneladora. Os segmentos são fabricados em estaleiro, transportados até ao local e aí instalados, normalmente com ligações ou sistemas de encaixe entre segmentos de forma a garantir a continuidade do revestimento.

O método da segunda situação pode ser aplicado também nos casos em que a terceira situação é mal executada e o revestimento final apresente imperfeições estéticas, como juntas, imperfeições de betonagem, entre outras, sendo nessa situação utilizado com a função de ocultar essas imperfeições, tal como exemplifica a Figura 4.25.

A escolha do tipo de revestimento a instalar num túnel está condicionada por vários critérios. São eles, a presença de água, critérios estéticos, estruturais, de ventilação, iluminação, manutenção e custo.



Figura 4.23 – Túnel revestido com chapas de aço esmaltado. (SCT, 2016)



Figura 4.24 – Revestimento sem função estrutural, em painel vitrificado para melhorar a iluminação. (SCT, 2016)

Segundo (Mahuet J. , 2015), o custo de manutenção do revestimento de um túnel com menos de 30 anos de idade com a utilização de membranas de impermeabilização situa-se na ordem de 5€-6000€/km/ano. O mesmo valor duplica quando se tratam de túneis com idade superior a 50 anos. Estes valores podem ainda ser severamente afetados pelas janelas cada vez mais curtas dos períodos noturnos de manutenção. Daí que estejam a surgir novas técnicas de reparação dos revestimentos, que exigem menos tempo de execução e têm menor custo (Mahuet J. , 2015). Essas técnicas expressas na Tabela 4.5 são a injeção de produtos selantes que impedem a deterioração do betão e a passagem da água através do revestimento. A escolha da técnica de reparação do revestimento a utilizar é feita com base no ingresso de água dado pela Tabela 4.2 e com base nos resultados de reparação que se pretende alcançar.



Figura 4.25 – Utilização de painéis para ocultar imperfeições do revestimento em betão armado. (SCT, 2016)

Tabela 4.5 – Técnicas e resultados de reparação esperados, em túneis. (Mahuet J. , 2015)

Nível de ingresso de água	Técnica aplicada	Resultado esperado	
		Permeabilidade admissível	Completamente estanque
1	Preenchimento por calafetagem ou injeção	Não aplicável	Com tratamento reparador
2	Preenchimento por calafetagem ou injeção ou pela combinação de ambos	Com ou sem tratamento do suporte	Com tratamento do suporte e aplicação de uma banda impermeável com 50 cm de largura na ausência de pressão hidrostática e uma banda com 1 m de largura na existência de pressão hidrostática
3			
4	Preenchimento por injeção ou drenagem		
5	Preenchimento por injeção, mais drenagem se necessário	Com tratamento do suporte	
6			
7			
8			
9			

Na fase de exploração o revestimento já se encontra instalado pelo que estes critérios nesta fase apenas necessitam de ser regularmente controlados. Quando se instala revestimentos estéticos estes normalmente exigem limpezas periódicas pelo que terão elevados custos de manutenção.

Alguns dos problemas mais comuns em túneis sem revestimento prendem-se com as anomalias mais frequentes detetadas nos maciços rochosos. Entre elas estão a clivagem, esmagamento de rocha que acontece sobretudo em camadas sedimentares, como xistos, margas e calcários (Cheze J. , 2005). As camadas de calcário por vezes possuem cavidades calcárias que podem ter preenchimento com gesso, que quando sujeitas a esmagamento dão origem a subsidência. As discontinuidades das rochas comportam-se como drenos naturais do terreno e podem também dar origem a arenização, devido à passagem da água.

Quando o revestimento é utilizado a função de suporte em zonas de pouca resistência, é normal que não esteja projetado para resistir à pressão total da água. Nesses casos, e quando exista um fluxo de água considerável em algumas secções, tal como gotejamento, deve ser assegurada a drenagem pontual do revestimento, para que não sejam exercidas forças de percolação no tardo. Utilizar esta técnica aumenta a necessidade de realizar barreiras impermeabilizantes pelo exterior do revestimento, mas consegue manter

uma boa relação preço/funcionalidade, uma vez que a instalação de revestimento com função de estabilização é normalmente necessária em menos de 10% de um túnel, sendo tipicamente entre 2-5% (Blindheim, s.d.). A percolação remanescente é assim drenada através do revestimento com a colocação de folhas de espuma de polietileno com uma camada ou malha de betão projetado para conferir-lhe resistência ao fogo, na abóbada do túnel e segmentos de betão nos hasteais. Este tipo de proteção tem de garantir também o isolamento à geada que pode atingir vários metros de distância desde o portal do túnel (Blindheim, 2014).

Além desta técnica pode utilizar-se o fecho dos caminhos de percolação com a selagem com utilização de grouting ou jet-grouting de alta pressão, a mesma técnica que é utilizada para solucionar problemas relacionados com subsidência, tendo sempre a necessidade de controlar os níveis de abaixamento do nível freático de forma a não ocorrerem acidentes ambientais, tal como está planeado para o túnel Jonk-Asker²⁸.

De entre as agressões físicas com efeitos mais graves para o revestimento de betão armado, estão a temperatura, os efeitos de gelo/degelo, o fogo e a cristalização de sais. Na situação da corrosão interna de armaduras, pode mesmo levar à necessidade de substituição da secção do revestimento onde tal possa ocorrer, o que implicará condicionamentos e eventualmente o fecho do túnel à exploração, para obras de reparação.

Os túneis com revestimentos de alvenaria, tal como descrito no capítulo anterior no ponto 3.1.4, estão mais sujeitos a ataques devido à ação química. Tal como visto anteriormente este tipo de ataque provoca alterações de cor do revestimento e aparecimento de eflorescências. As eflorescências surgem devido à lixiviação do hidróxido de cálcio e é um outro tipo de ataque químico devido à ação da passagem da água. As eflorescências exemplificadas na Figura 4.26, têm o aspeto cristalino do sal, com pequenos filamentos semelhantes a cabelos e extremamente fracos. Formam-se por extrusão desde os poros do material de suporte, a argamassa de preenchimento dos blocos de alvenaria. Podem aparecer e desaparecer rapidamente dependendo das condições higrométricas do local. A consequência do seu aparecimento é a falha do material por fadiga, devido ao aumento e diminuição de tensões a que o material fica sujeito. Pode dar origem ao desprendimento e queda dos blocos de alvenaria do revestimento.

Os túneis com revestimentos em alvenaria estão também sujeitos ao aparecimento de fendilhação oblíqua, exemplificada na Figura 4.27. O plano de fratura normalmente é oblíquo e inclinado em relação ao eixo do túnel. Normalmente formam-se mais do que uma fratura, nas juntas argamassadas entre os blocos, estando ligadas entre si, o que origina a formação de painéis instáveis que acabam por soltar-se e cair em painel e não apenas em blocos soltos tal como acontece devido às eflorescências mostra na Figura 4.26.

Em túneis com revestimento em betão armado também acontece fendilhação oblíqua, distinguindo-se da fissuração pelo maior espaçamento de abertura. No caso dos revestimentos em alvenaria a fendilhação acontece normalmente nas juntas de argamassa por ser o local com a ligação mais fraca.

²⁸ Caso 37 do Anexo I



Figura 4.26 - Juntas de blocos de alvenaria de um túnel, preenchidas com eflorescências. (Cheze J. , 2005)



Figura 4.27 – Fendilhação oblíqua com formação de painéis. (Cheze J. , 2005)

Comum a revestimentos de betão armado e de alvenaria são as várias formas de aparecimento de fendilhação, tais como; fendilhação longitudinal exemplificada na Figura 4.28 que ocorre paralela ao eixo do túnel e dá origem à diminuição de resistências das áreas próximas da fenda e leva à queda do revestimento em blocos, fendilhação deslizante, que são duas fendas paralelas ao eixo do revestimento, que provocam compressão e queda do revestimento. A fendilhação perpendicular também ocorre em ambos os tipos de revestimento. É um tipo de fendilhação que se caracteriza por ser perpendicular ao eixo do túnel, pode afetar toda a secção do túnel ou apenas parte da secção. Origina irregularidades no revestimento, a perda de resistência das zonas próximas da fendilhação e o aumento das aberturas.

Em túneis rodoviários onde é maior a agressividade atmosférica, devido à emissão de gases poluentes pelos veículos que circulam no túnel, a corrosão interna de armaduras é mais propícia de acontecer, devido à maior facilidade de ataque das armaduras também por carbonatação. Os automóveis libertam dióxido de carbono e dióxido de enxofre resultante da combustão de combustíveis, este gás quando em contacto com a água é bastante prejudicial pois é corrosivo para as estruturas de betão. A sua presença nos combustíveis é limitada.



Figura 4.28 – Fendilhação paralela num hasteal, com passagem de água através do revestimento em betão armado. (Cheze J. , 2005)

Em túneis rodoviários onde é maior a agressividade atmosférica, devido à emissão de gases poluentes pelos veículos que circulam no túnel, a corrosão interna de armaduras é mais propícia de acontecer, devido à maior facilidade de ataque das armaduras também por carbonatação. Os automóveis libertam dióxido de carbono e dióxido de enxofre resultante da combustão de combustíveis, este gás quando em contacto com a água é bastante prejudicial pois é corrosivo para as estruturas de betão. A sua presença nos combustíveis é limitada.

Uma das formas utilizadas para controlar a agressividade atmosférica do interior dos túneis é através da ventilação e extração de gases. A ventilação serve para garantir a qualidade do ar aos utilizadores do túnel, o controlo da velocidade e direção de fumos em caso de incêndio e controlo do aumento de temperatura. A Figura 4.29 exemplifica um sistema de ventilação com ventiladores de impulso instalado na abóbada de um túnel. Estes ventiladores impulsionam o ar do interior do túnel na direção longitudinal até para o exterior. Em túneis extensos podem existir vários conjuntos de ventiladores para garantir a continuidade do fluxo de ar em circulação. Existem outros tipos de sistemas de ventilação além do sistema de ventilação longitudinal.



Figura 4.29 - Ventilador de impulso. (Atric, 2016)

Nos túneis rodoviários o revestimento está sujeito a sofrer ataques de ambas as faces, a face interior do túnel, por carbonatação e a face voltada para o maciço escavado que fica exposta ao ataque devido à presença de água. A água pode ter facilidade em atacar as armaduras que conferem rigidez ao revestimento, tendo origem no tardo de este, local onde a betonagem é mais difícil de controlar e onde podem ficar espaços vazios no betão ou capilaridades que permitam a passagem da água e ataque das armaduras.

Quando se trata de um revestimento em anel de betão acabado de executar, é esperado que o seu valor de pH se situe entre 12,5 e 13,5. Assim as armaduras possuindo o devido recobrimento encontram-se protegidas de ataques químicos.

Quando existe a formação de fissuração, exemplificada na Figura 4.30 está criado um caminho de passagem da água desde o tardo do revestimento até ao interior do túnel. A fissuração dará origem ao surgimento de manchas de humidade e a infiltrações.

Entre as novas técnicas de reparação de revestimentos tendo em vista a sua impermeabilização, existe a possibilidade de utilizar-se injeção de grouting mineral. Trata-se de um tipo de grouting ultra-fino que atua na capilaridade do betão, fechando os espaços vazios aí existentes (Mahuet J. , 2015). Existe também grouting com bentonite de sódio diluído numa solução livre de água. Este tipo de grouting forma um gel de longa duração que em contacto com a água expande-se, fechando dessa forma o caminho de passagem da água. Pode ainda utilizar-se também grouting com cimento e 5 a 10% do peso de cimento, de bentonite de sódio (Mahuet J. , 2015).



Figura 4.30 - Fissuração num revestimento em betão armado. (SCT, 2016)

Desde 2006 têm surgido no mercado novos produtos de impermeabilização de revestimentos, nomeadamente bandas de silicone que podem ser instaladas à vista ou com proteção de forma a ficarem ocultas, fixas de forma mecânica ou por colagem, que asseguram uma impermeabilização ou drenagem local. Sistemas de reforço de estanqueidade, que asseguram uma maior resistência à fendilhação funcionando como uma solução de um adesivo interno de impermeabilização (Mahuet J. , 2015). E soluções ancoradas ao revestimento, que consistem numa malha de drenagem, coberta por um sistema de resina líquida com um polímero de impermeabilização adesivo pulverizado sobre a malha. Por cima da malha é aplicada uma camada de betão projetado se necessário e uma camada de protecção adicional (Mahuet J. , 2015).

Pode também optar-se pela drenagem interna do revestimento, colocação de revestimento em betão de elevada qualidade (Sinha, 1989) ou ainda pelo fecho das juntas com utilização de jet-grouting ou outras soluções que confirmam estanquidade ao revestimento.

O surgimento de manchas de humidade no revestimento, apontado pelo **ponto onze** da Tabela 4.1 surge devido a imperfeições na execução do revestimento final tal como mostrado na Figura 4.31 e Figura

4.32. As manchas de humidade devem-se à passagem da água através do revestimento que pode ser devida à má execução dos caminhos de drenagem no tardo do revestimento, à existência de fissuração ou fendilhação e pode também dever-se ao não correto funcionamento da membrana de impermeabilização ou até à ausência da colocação desta.



Figura 4.31 – Manchas de humidade num túnel. Painéis de informação variável fixos na abóbada (SCT, 2016)

Para evitar a formação de manchas de humidade é necessário que a execução do sistema de impermeabilização seja efetuada de forma muito rigorosa. Quando a passagem de água se deve a fendilhação ou fissuração a forma de evitar as manchas de humidade passa pelo preenchimento e bloqueio da passagem de água através de injeção de resinas ou outros materiais selantes.

Se ocorrer acumulação de água no pavimento, essa situação tem de ser sinalizada aos utilizadores do túnel, podendo dever-se à obstrução dos sistemas de drenagem tal como referido no início desta secção.



Figura 4.32 – Manchas de humidade no portal de um túnel e revestimento mal executado. (SCT, 2016)

Pode também acontecer em regiões de climas mais frios, onde a água acede ao túnel através da inclinação natural do pavimento originar a formação de uma camada superficial de gelo apontada pelo ponto dezassete da Tabela 4.1 podendo dar origem a acidentes. Para evitar essa situação deve impedir-se a entrada de água vindo do exterior do túnel, através do pavimento. A formação de gelo é mais propícia em túneis situados a altitudes elevadas e em regiões frias. Uma das situações mais graves deste efeito é quando existem ciclos de gelo/degelo no interior dos materiais de revestimento, pois dão origem à falha dos materiais por fadiga (SCT, 2016). Pode também acontecer a formação de estalactites, quando a entrada de água é proveniente do maciço, pois dá origem à expansão de drenos e juntas existentes no maciço ou no

revestimento do túnel reduzindo a secção livre do túnel, podendo ser bastante gravosa em túneis ferroviários devido à redução do gabarito livre (Cheze J. , 2005) e (Justo J. M., 2007).

Capítulo 5

Considerações finais

Com a elaboração deste trabalho pôde-se constatar que a maior parte dos acidentes que aconteceram em túneis devido à presença de água, deveram-se à pouca importância que se deu à ação da água, no momento da avaliação da sua ação. Alguns acidentes ocorreram também devido ao levantamento pouco exaustivo do perfil hidrogeológico e geológico. Alguns acidentes aconteceram devido ao carácter de imprevisibilidade sempre associado à incerteza da escavação que por vezes oculta zonas de descontinuidades nos maciços rochosos com presença de água.

Nas obras de construção de túneis em que o estudo da água no maciço e o seu comportamento é considerado, a execução da obra decorre sem qualquer ocorrência de problemas graves relacionados diretamente com a ação da água.

Conclui-se tal como era de esperar, que os maiores problemas acontecem durante a escavação de solos brandos, devido à maior instabilidade que a água provoca em solos face às rochas. Por outro lado, é neste tipo de terrenos que os avanços tecnológicos para controlo da escavação com a presença de água mais tem evoluído, com a introdução de novos métodos de escavação, tais como as tuneladoras com escudo que permitem maior segurança para os operários e menores tempos de execução e ainda com a introdução de novas técnicas de melhoramento ou de reforço dos solos a escavar. Essas técnicas são a utilização de materiais que podem ser misturados com o solo e que aumentam a sua resistência, a utilização de grouting e materiais que podem ser injetados no solo aumentando também a sua resistência, o jet-grouting. Contudo a utilização destes materiais exige um controlo rigoroso da sua aplicação, de forma a evitar que provoquem danos em terceiros, como construções vizinhas ou passagem de material para zonas onde não se quer a sua presença.

A utilização do congelamento do solo é uma alternativa à utilização de materiais que alteram as propriedades do solo, uma vez que após o descongelamento do solo este mantém-se inalterado nas suas propriedades em relação ao estado inicial.

Verifica-se que a análise química da água presente no maciço é de grande importância, pois a composição química da água influencia muito todo o processo construtivo e escolha de materiais a aplicar em obra. Água com composição química agressiva pode dar origem a problemas graves na fase de exploração, nomeadamente destruição do revestimento instalado, elementos dos sistemas de bombagem e outros sistemas instalados no túnel.

Quando existe entrada de água no túnel na fase de exploração, os recentes avanços no desenvolvimento de produtos de origem química tem vindo a responder também a algumas soluções de reparação aplicadas, tais como o fecho de fissuras de passagem de água através de injeção de grouting de poliuretano, bentonite ou outras formas sintéticas de bloqueio da passagem da água, que tem vindo a ser aplicadas e demonstrado bons resultados. Estes novos produtos permitem executar reparações de forma mais célere em janelas de tempo cada vez mais curtas.

Verifica-se também um maior envolvimento e preocupação das populações em geral, em torno do impacto ambiental que pode ter no meio a construção de um túnel, exigindo-se dessa forma regulamentos de controlo da quantidade de água que aflui ao interior do túnel mais rigorosos.

Referências Bibliográficas

- Agostinelli, G., *et al.* - La Galleria de "Fleres": Alcuni dati Geologico-Tecnici. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, 46, (1995) 44-53.
- Amber Engineering. Suíça. [Consultado a 8 Novembro de 2016]. Disponível em: http://www.ambergengineering.ch/fileadmin/documents/EN_Referencesheet/Railway_Refurbishment/Lierasen.pdf
- Ambrósio, A. C. - Estação Elevatória e Túnel de Restituição dos Socorridos (Madeira). *Engenharia e Vida*, 34, (2007) 27-33.
- Anagnostou, Giorgios - Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. (E. Science, Ed.) *Tunneling and underground space technology*, 2, (1996) 165-173.
- Anagnostou, Giorgios. - Some Critical Aspects of Subaqueous Tunneling. Relatório *Muir Wood Lecture 2014* publicado por AITES/ITA, ISBN 978-2-9700858-6-7, (2014) 12-14.
- Anon., - Rock Fractures and Fluid Flow: Contemporary understanding and applications. National Academy Press, Washington, D.C. (1996).
- Antão, Armando M. S. N. - *Sebenta das aulas teóricas de Mecânica dos Solos C*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia - UNL, Lisboa. (2011).
- Apdency - *Wikipédia*. [Consultado a 22 Junho de 2016] Disponível em: <https://nl.wikipedia.org/wiki/Heinenoordtunnel>
- Apuentes - Universitat Politècnica de Catalunya , BarcelonaTech. Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental: Cadeira de Excavaciones Subterráneas: *Tema 5: Túneles y Agua*. Barcelona, Espanha. [Consultado a 4 de Maio de 2016]. Disponível em: http://www2.etcg.upc.edu/asg/tuneles/apuentes/tema_5.pdf
- Ararat, A. - *TunnelPortale*. [Consultado a 13 Novembro de 2016]. Disponível em: <http://www.eisenbahntunnelportale.de/lb/inhalt/tunnelportale/2690.html#dernbach>
- Asiatimegroup. [Consultado a 14 de Novembro de 2016]. Disponível em: <http://www.asiatimegroup.com/Turkey/ProductCenter/showProduct.aspx?cid=120&productid=750>
- ARPAT - *Relazione sullo stato dell'Ambiente in Toscana 2008. Regione Toscana, ARPAT*. Toscana, Itália: Edifir-Edizioni Firenze, (2008), 221-224.
- ATMB. [Consultado a 4 Novembro de 2016]. Disponível em: <http://www.atmb.com/fr/le-tunnel-du-mont-blanc/lhistoire-du-tunnel/de-1946-a-2011/>
- Atric. [Consultado a 15 Outubro de 2016] Disponível em: <http://www.atric.com.br/tuneisrodoviaros.html>
- Bandis SC, Barton NR, Christianson M - Application of a new numerical model of joint behaviour to rock mechanics problems. In: Proceedings of the international symposium on fundamentals of rock joints, Bjorkliden, Sweden, September 1985. Centek, Lulea, Sweden, 345–356
- Barla, G., *et al.* - The San Donato Tunnel (Florence). *The San Donato Tunnel (Florence)*, (1986), 61-69, Itália.

- Barton, N. ; Choubey, V. - The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech Rock Eng* 10: (1977), 1–54
- Bear, J. - Dynamics of fluids in porous media. American Elsevier Publishing Company Inc., New York (1972)
- Beitnes, A. - *Lessons to be learned from long railway tunnels*. [Consultado a 12 Novembro de 2016] Disponível em: <http://tunnel.no/>
- Biblioteca Salaborsa. [Consultado a 12 Novembro de 2016] Disponível em: www.bibliotecasalabrosa.it: <http://www.bibliotecasalabrosa.it/cronologia/bologna/1929/2002>
- Blasen, A. - Bestimmung von Porositätskennwerten am Spritzbeton und deren Einfluss auf betontechnologische Parameter. Diplomarbeit Universität Innsbruck, 1997.
- Blindheim, O. T. - *Design principles and construction methods for watercontrol in subsea road tunnels in rock*. [Consultado a 15 Outubro de 2016] Disponível em: http://tunnel.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_12.pdf
- Bonelli, Stefan - *Erosion of Geomaterials*. Stéphane Bonelli, (2012). ISBN 978-1-84821-351-7
- Broere, W. A. - Influence of infiltration and groundwater flow on tunnel face stability. *Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground*, (2000), 339-344.
- Brunel Museum. [Consultado a 26 de Novembro de 2016]. *The Thames Tunnel*. Disponível em: <http://www.brunel-museum.org.uk:> <http://www.brunel-museum.org.uk/history/the-thames-tunnel/>
- Casali, M.; Voza, P. - *Archivio del Verbano Cusio Ossola*. [Consultado em 12 Novembro de 2016] Disponível em: <https://archiviodelverbanocusioossola.com/2011/09/30/balmalonesca-un-far-west-ai-piedi-del-sempione/>
- CETENCO Engenharia. [Consultado a 13 Outubro de 2016]. Disponível em: <http://www.cetenco.com.br/br/obras/realizadas/1/10>
- Cheze, J. - Catalogue of Disorders in Underground Structures. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 131, (2005) 169-178.
- Cheze, J. - Diagnosis Methods for Lined Tunnels. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 131, (2005), 97-116.
- China.org.cn. [Consultado a 28 de Outubro de 2016]. Disponível em: http://www.china.org.cn/china/2013-05/06/content_28737331.htm
- Chisyaki, T. - A Study on Confined Flow of Ground Water Through a Tunnel. *Ground Water*, 22 (2), (1984) 162-167.
- CNN. [Consultado a 22 de Outubro de 2016]. Disponível em: <http://edition.cnn.com/2012/12/03/world/asia/japan-tunnel-collapse-bolts/index.html>
- Coli, Massimo; Pinzani, Alice - Tunnelling and Hydrogeological Issues: A short review of the current state of the art. *Rock Mechanics and Engineering*, 47 (3), (2013), 839-851.
- Cornejo, L. - El fenómeno de la inestabilidad del frente de excavación y su repercusión en la construcción de túneles. Publicação do Congresso *Tunnels and Water*, Madrid, (1988), 80-86.

- Cornejo, L. - Instability at the face: its repercussions for tunnelling technology. *Tunnels & Tunneling*, 21, (1989) 69-74.
- Cornejo, L. E. - *Manual de Túneles Interurbanos de Carretera*. Espanha: Gobierno Vasco. Departamento de Transportes y Obras Públicas.(1996).
- Costa, A. - Cadeira de Reabilitação e Reforço de Estruturas, Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. *Aula 7.1: Corrosão do aço e deterioração do betão*. (Ano lectivo 2011/12), Lisboa, Portugal.
- Dywidag, S. - *Lake Mead Intake Tunnel No. 3 stabilized using DSI Rock Support Products*. [Consultado a 14 de Novembro de 2016] Disponível em: <http://www.dsiamerica.com/projects/project-details/article/lake-mead-intake-tunnel-usa.html>
- East Japan Railway Company. [Consultado a 17 de Novembro de 2016]. Disponível em: <http://www.jreast.co.jp/e/routemaps/tohokushinkansen.html>
- Energoprojekt - *Monograph on the occasion of the 60th anniversary of Energoprojekt*. Belgrado: Energoprojekt Holding plc. [Consultado a 12 de Novembro de 2016] Disponível em: <http://www.ephydro.com/about/downloads/ep-group/ep-60-years-of-success.pdf>
- Engenharia e Construção. [Consultado a 15 de Maio de 2016]. Disponível em: <http://www.engenhariaeconstrucao.com/2015/03/tunel-marao-impermeabilizacao-drenagem.html>
- Engrail History. [Consultado a 17 de Novembro de 2016]. Disponível em: <http://mikes.railhistory.railfan.net/r039.html>
- Faculty of environment and Technology. [Consultado a 16 de Novembro de 2016] Disponível em: <http://www1.uwe.ac.uk/et/>
<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/totalgeology/histories/case13.htm>
- Fell, R.; *et al* - *Geotechnical Engineering of Dams*. London, Great Britain: Taylor& Francis Group plc. (2005).
- Fernandes, S. C. (2015). *Estudo de otimização do betão projetado na Mina de Neves-Corvo*. Tese de mestrado do Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- FEUP - *Apontamentos das aulas de Geologia de Engenharia*. [Consultado a 17 de Setembro de 2016] Disponível em: www.feup.pt: http://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap_4_GE.pdf
- Garathun, M. G. - *Lierasen Tunnel*. [Consultado a 26 de Novembro de 2016] Disponível em: <http://www.tu.no/artikler/intercity-skal-bygges-for-250-km-t-men-her-ma-togene-uansett-kjore-i-halv-fart/235056>
- Garner, S.; Fannin, J. - Understanding Internal Erosion: a decade of research following event, *Hydropower and Dam*, vol. 15, 3, (2010).
- GeoConsult - Manual de construcción de túneles de carretera, *Capítulo - Impermeabilización revestimiento y acabado*, Espanha, (1995), 138-147.
- Gomes, Carlos F. G. - *Túnel Ferroviário do Rossio - Acompanhamento e Análise das Obras de Reabilitação*. Tese de Mestrado do Instituto Superior Técnico, Lisboa. (2008).

- Google Maps. [Consultado a 3 de Novembro de 2016]. Disponível em: <https://www.google.pt/maps/place/Karaburma,+Belgrado,+Serbia/@44.8160391,20.494105,1051m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x475a7a61fd4ae279:0xa68a15a1df007b4d!8m2!3d44.8172662!4d20.509558>
- Google Maps. [Consultado a 3 de Novembro de 2016]. Disponível em: <https://www.google.pt/maps/place/Karaburma,+Belgrado,+Serbia/@44.8139676,20.4975645,4536m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x475a7a61fd4ae279:0xa68a15a1df007b4d!8m2!3d44.8172662!4d20.509558>
- Google Maps. [Consultado a 17 de Novembro de 2016]. Disponível em: <https://www.google.pt/maps/place/Thames+Tunnel+Mills,+113+Rotherhithe+St,+London+SE16+4NJ,+Reino+Unido/@51.5023134,-0.0563215,1845m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x48760324343598df:0x8c3e117ba22fb3c3!8m2!3d51.5017591!4d-0.0539182>
- Grepstad, G. K. - *The Water Balance - Definition and monitoring*. p. 24. [Consultado a 18 de Outubro de 2016] Disponível em: http://tunnel.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_12.pdf
- Grey, E. - *Railway Technology*. [Consultado a 16 de Novembro de 2016] Disponível em: <http://www.railway-technology.com/features/featuregotthard-base-tunnel-inside-the-worlds-longest-railway-tunnel-4770271/>
- Grøvn, E. - *Introduction to water control in Norwegian tunnelling*. [Consultado a 12 de Novembro de 2016] Disponível em: http://tunnel.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_12.pdf
- Herrenkench, A.G.; N. R. - *Tunnel Talk*. [Consultado a 25 de Outubro de 2016] Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Gotthard-TBM-safely-across-the-Piora-Mulda.php>
- Holmøy, K. H. - *Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels*. Tese de Doutouramento da Universidade de Trondheim, Noruega. (2008).
- Hsieh, P.A.; Neuman, S.P. - Field determination of the threedimensional hydraulic conductivity tensor of anisotropic media:1. Theory Water Resour Res 21: (1985), 1655–1665
- Huguenot Tunnel. [Consultado a 15 de Novembro de 2016]. Disponível em: https://en.wikipedia.org/wiki/Huguenot_Tunnel
- Imperial College London - *Imperial College London*. [Consultado a 28 de Agosto de 2016] Disponível em: <https://wwwf.imperial.ac.uk/earthscienceandengineering/rocklibrary/viewminrecord.php?mineral=muscovite>
- ITA - General Report on Conventional Tunnelling Method. *ITA Working Group Conventional Tunnelling*, Report 2, (2009), 7-9.
- Jantzer, I. - *Critical Hydraulic Gradients in Tailings Dams Comparison to Natural Analogies*. Luleå: Universitetstryckeriet. (2009).
- Japan Society of Civil Engineers. [Consultado a 14 de Outubro de 2016]. Disponível em: <http://www.jsce-int.org/pub/iacnews/7>

- Jimeno, E. L. - *Drilling and Blasting of rocks*. Espanha: Taylor & Francis. (2006). ISBN-13: 978-9054101994
- Justo, João M. - *Sistemas de impermeabilização e drenagem de túneis: Sua constituição e tipologias*. [Consultado a 14 de Outubro de 2016] Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/281110226_Sistemas_de_Impermeabilizacao_e_Drenagem_de_Tuneis_Sua_Constituicao_e_Tipologias
- Justo, João M. Sistemas de Impermeabilização e Drenagem de túneis em escavação. *Engenharia e Vida*, 34, (2007), 34-42.
- Karlsrud, K. - *Control of water leakage when tunnelling under urban areas in the Oslo region*. [Consultado a 13 de Outubro de 2016] Disponível em: http://tunnel.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_12.pdf
- Kenyon, P. - *Tunnel Talk*. [Consultado a 23 de Julho de 2016] Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Japan-04September2013-Underwater-TBM-recovery-to-investigate-fatal-Japan-tunnel-collapse.php>
- Kolymbas, Dimitrios - *Tunnelling and Tunnel Mechanics*. Alemanha: Springer - Verlag Berlin Heidelberg, (2005). ISBN 978-3-540-28500-7, 273-336.
- Konishi, S. - Effect of ground water on tunnel face stability in soft ground. *Underground Space Use. Analysis of the Past and Lessons for the Future. World Tunnel Congress (WTC) Turquia*. London: Taylor & Francis Group. (2005), 77-83.
- Kovári, K.; Anagnostou, Giorgios - Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11, 2, (1996), 165-173.
- Kundu-Nagat, M. - *Blog Lipikazuo* [Consultado 13 de Outubro de 2016] Disponível em: <http://lipikazuo.blogspot.pt/2009/08/seikan-tunnel.html>
- Kyodo - *Huge street sinkhole disrupts services, forces evacuations near Fukuoka's Hakata Station*. [Consultado a 12 de Novembro de 2016] Disponível em: <http://www.japantimes.co.jp/news/2016/11/08/national/huge-street-sinkhole-causes-turmoil-near-hakata-station/#.WCPDBtKLRdh>
- Le Tunnel du Mont Blanc. - [Consultado a 15 de Novembro de 2016] Disponível em: http://www.tunnelmb.net/v3.0/gb/lienatravers_gb.asp
- Lee, C.H.; Farmer, I. - *Fluid flow in discontinuous rock*. Chapman & Hall, New York, (1993).
- Lee, C.H.; Deng, B.W.; Chang, J.L. - A continuum approach for estimating permeability in naturally fractured rocks. *Eng Geol* 39. (1995), 71-85
- Lee, H.S.; Cho, T.F. - Hydraulic characteristics of rough fractures in linear flow under normal and shear load. *Rock Mech Rock Eng* 35 (4). (2002), 299-318
- Lei, S. - Steady flow into a tunnel with a constant pressure head. *Ground Water*, 38, (2000), 643-644.
- Lencastre, Armando (1996). *Hidráulica Geral*. Lisboa: Edição do autor. ISBN 9789729585906.

- Leung, C. K. - Application of artificial ground freezing method for tunnel construction in Hong Kong – A construction case in harbour area treatment Scheme Stage 2A - Publicação da conferência: HKIE Civil Division International Conference - iCiD, (2012), 1-12.
- Lollino, G. - *Engineering Geology for Society and Territory* - Springer. Suíça. (2015). ISBN 978-3-319-09060-3 (Volume 6, 971-974)
- Longchamp, B. - Watertightness of precast concrete lining segments. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 132, (2005), 246-249.
- Louis, C. - Introduction à l'hydraulique des roches. *Bur Rech Geol Min* 4 (3). (1974), 283–356.
- Lunardi, P.; Pantaleone, V. - Problematiche affrontate nello scavo delle gallerie Bellosguardo e San Vito. *Quarry & Construction*, (2000), 63-82.
- Mahuet, J. - Waterproofing and drainage of underground structures. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 159, (2005), 114-133.
- Mahuet, J. - Presentation on new AFTES recommendations on waterproofing treatments in underground structures. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 247, (2015), 32-40.
- Mahuet, J. L. - Preparation of Tunnel Surfaces prior to Applying Geomembrane Waterproofing Systems. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 150, (2005), 109-114.
- Marais, C. - *Big Sky Karoo*. [Consultado a 17 de Julho de 2016]. Disponível em: <http://cradockmiddelburg.co.za/orange-fish-tunnel/#lightbox/4/>
- Marangon, Marcio - Noções sobre escavações subterrâneas túneis: Disciplina de *Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juíz de Fora*. Brasil, (2007).
- Marsily, Ghislain de - Quantitative hydrogeology. Academic Press, (1986). ISBN 0122089162
- Mc Nally, L.; Skelhorn, S. - EPB Tunneling. *Canadian Tunnelling Magazine*, 18, (2008), 32-36.
- McCurry, J. - *The Guardian*. [Consultado a 26 de Novembro de 2016]. Disponível em: <https://www.theguardian.com/world/2016/nov/15/japan-fixes-vast-fukuoka-city-sinkhole-repaired-two-days>
- Meiri, D. - Unconfined groundwater flow calculation into a tunnel. *Journal of Hydrology*, 82, (1985), 69-75.
- Mercusot, A. - Geometry, concrete mixes formwork and concrete pouring practice for tunnel linings. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 202, (2007), 1-54.
- Mont Blanc Tunnel. [Consultado a 14 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.atlascopco.com/history/evolution/projects/montblanctunnel/>
- Mont Blanc Tunnel. [Consultado a 14 de Setembro de 2016]. Disponível em: <https://structurae.net/structures/mont-blanc-tunnel>
- NRK. [Consultado a 14 de Setembro de 2016]. Disponível em: <https://www.nrk.no/arkiv/artikkel/oslofjordtunnelen-1.7183172>
- NTS. [Consultado a 14 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://tunnel.no/publikasjoner/engelske-publikasjoner/>

- Oberdörfer, W.- Auswirkung von unterschiedlichen Betonnachbehandlungsmassnahmen auf die Qualität des Nassspritzbetons. Diplomarbeit, university of Innsbruck. (1996).
- OSALAN. - Guia para la PRL en la ejecución de túneles. Publicação do Governo do País Basco, Espanha (2016). [Consultado a 25 de Novembro de 2016]. Disponível em: http://www.osalan.euskadi.eus/contenidos/libro/seguridad_201215/es_doc/adjuntos/guia_tuneles.pdf.pdf
- Palmstrom, A. - Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnelling Underground Space Technology*, 20. (2005), 362–377
- Parkinson, R. H. - *Massive sinkhole opens up in city centre during subway construction*. [Consultado a 10 de Novembro de 2016]. Disponível em: <http://metro.co.uk/2016/11/08/massive-sinkhole-opens-up-in-city-centre-during-subway-construction-6242576/>
- Perzmaier, S.; Muckenthaler, P.; Koelewijn, A. - Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil. *Assesment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees. Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD*. Contribution to the symposium in Freising, Germany, September, (2007). ISBN 978 3 940476 04 3.
- Pender, W. W. - *Tunneling in soft ground. General Report. Proc. 10th Conf. Soil Mechanics Found Engng.*, Stockholm, (1981), 261-275.
- Penna, L. R.; *et al.* - Liquefação estática em depósitos de Rejeitos de Mineração. *COBRAMSEG 2010: Engenharia geotécnica para o desenvolvimento, inovação e sustentabilidade. Liquefação estática em depósitos de Rejeitos de Mineração - COBRAMSEG 2010*, 1-7. Gramado - Rio Grande do Sul - Brasil. (2010).
- Prasannan, S. - *Thames Tunnel Plaque*. [Consultado a 25 de Novembro de 2016]. Disponível em: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Thames_Tunnel_plaque.JPG
- Preene, P. M. - *Groundwater Lowering in Construction*. United Kingdom: Taylor & Francis Group. (2012).
- Rao, B. S. - *Forensic Geotechnical Engineering*. India: Springer. ISBN 978-81-322-2377-1, 433-450.
- Rasula, G. - Ground Water and Underground Constructions in the City Urban Development. *International Symposium - Tóquio 1999 on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*: Roterdão: A.A.Balkema, (2000). ISBN 9781138027008, 141-147.
- Reclamation Managing Water in the West - [Consultado 17 de Julho de 2016]. Disponível em: http://www.usbr.gov/lc/yuma/programs/YAWMS/GROUNDWATER_aquifer.html
- Ribeiro, Ana Luísa Sousa - *Técnica de tratamento de solos – Jet Grouting*. Dissertação de Mestrado do Instituto Superior Técnico, Lisboa, (2010).
- RMC. - *CIJ Blogue*. [Consultado a 19 de Agosto de 2016] Disponível em: <https://cijblog.wordpress.com/tag/prague/page/8/>
- Rosalba, F.; Monti, D. - *Reocities*. [Consultado a 15 de Setembro de 2016]. Disponível em: [http://www.reocities.com/antichieve/sempto.html#La costruzione della strada Napoleonica](http://www.reocities.com/antichieve/sempto.html#La%20costruzione%20della%20strada%20Napoleonica)
- RTP - [Consultado a 15 de Setembro de 2016] Disponível em: http://www.rtp.pt/noticias/pais/tunel-do-rossio-reabre-apos-tres-anos-em-obras_n57100
- Scheidegger, A.E. - *The physics of flow through porous media*. Macmillan, New York, (1960).

- SCT. - *Manual de diseño y construcción de túneles de carretera 2016 on* Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Mexico: Dirección General de Servicios Técnicos. [Consultado 4 de Novembro de 2016]. Disponível em:
http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual_Tuneles/Indice.pdf
- Seikan Tunnel, Japan. [Consultado a 15 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.railway-technology.com/projects/seikan-tunnel/>
- Singhal, B. B. S.; Gupta, R.P. - *Applied Hydrogeology of Fractured Rocks*. India: Springer-Science+Business Media, B.V., (1999). ISBN 978-94-015-9210-9
- Sinha, R. S. - *Underground Structures - Design and instrumentation*. USA: Elsevier, (1989). ISBN 0.444-8762-3 (U.S.)
- SME. - *Rapid excavation and Tunnelling Conference - Proceedings (Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc.)*. Colorado - U.S.A.: Steve Redmond and Victor Romero, 2011.
- Soletanche Bachy Company. [Consultado a 17 de Julho de 2016]. Disponível em: <http://www.bachy-soletanche.com/sbf/referencesb.nsf/OTechnicsEN/B4CBB43E8E981750C1256A550024E4E4?OpenDocument>
- Southern Nevada Water Authority. [Consultado a 17 de Julho de 2016]. Disponível em: https://www.snwa.com/about/regional_intake3.html
- Strada dei Parchi spa. [Consultado a 17 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.stradadeiparchi.it/gran-sasso-cosi-nacque-il-traforo-piu-lungo-deuropa-2/>
- Tamrat, W. Z. - *Dissertação de Mestrado: Natural Dams and Internal Erosion*. Suécia: University of Technology of Lulea, (2011).
- Tani, M. E. - Circular Tunnel in a Semi-Infinite Aquifer. *Tunneling and Underground Space Technology*, 18, (2003), 49-55.
- Tanum Tunnel. [Consultado a 20 de Outubro de 2016]. Disponível em: https://en.wikipedia.org/wiki/Tanum_Tunnel
- Thames Tunnel. [Consultado a 26 de Novembro de 2016]. Disponível em: https://en.wikipedia.org/wiki/Thames_Tunnel
- Thewes, Marcus; Maidl, Bernhard; Maidl, Ulrich - *Handbook of Tunnel Engineering II - Basics and Additional Services for Design and Construction*, Wiley, (2014). ISBN: 978-3-433-03049-3
- Thomas, Alun - *Sprayed Concret Lined Tunnels*. London: Taylor & Francis, (2008). ISBN 9780415368643
- Torres, C.; Labuz, J. - *Class notes on underground excavations in rock - Course of Rock Mechanics*. University of Minnesota - Department of Civil Engineering, U.S.A., (2006).
- Traforo Gran Sasso. [Consultado a 3 de Setembro de 2016]. Disponível em: https://it.wikipedia.org/wiki/Trafofo_del_Gran_Sasso#Tragedie_durante_la_costruzione

- Tunnel Talk. [Consultado a 16 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Gotthard-TBM-safely-across-the-Piora-Mulda.php>
- Tunnelmb. - *Le Tunnel du Mont Blanc - Il traforo del Monte Bianco*. [Consultado a 14 de Setembro de 2016] Disponível em: <http://www.tunnelmb.net>: http://www.tunnelmb.net/gb/equipement_gb.asp
- Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech - Curso de Túneles, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. *Drenaje e impermeabilización durante la construcción y explotación de túneles*, 25. Barcelona, Espanha.
- Urban75 - *A walk through Brunel's Thames tunnel*. [Consultado a 25 de Novembro de 2016]. Disponível em: <http://www.urban75.org/railway/brunel-thames-tunnel.html>
- Vermeer, Peter A.; Ruse, Nico; Marcher, Thomas - Tunnel Heading Stability in Drained Ground. *Felsbau* 20, 6, (2002), 8-18.
- Voa News - [Consultado a 27 de Agosto de 2016] Disponível em: <http://www.voanews.com/a/1557271.html>
- Wallis, Paula - EPBM recovery reveals the unexpected. *Tunnel Talk*. [Consultado a 13 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/YorkSewer-Aug-09-TBM-recovery-reveals-the-unexpected.php>
- Wallis, Paula - Collapse of headrace tunnel after grand opening. *Tunnel Talk*. [Consultado a 13 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Gilgel-Gibe-II-Feb10-collapse.php>
- Wallis, Shani - Impregilo completes +60km of tunneling for Iceland's Kárahnjúkar power station. *Tunnel Talk*. [Consultado a 13 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Tunnelling-complete-at-Karahnjukar-Iceland.php>
- Wallis, Shani - Symptoms of the collapse syndrome. *Tunnel Talk*. [Consultado a 13 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Discussion-Forum-Jul10-Collapse-syndrome.php>
- Wallis, Shani - Possible causes of Japan's fatal tunnel failure. *Tunnel Talk*. [Consultado a 13 de Setembro de 2016]. Disponível em: <http://www.tunneltalk.com/Japan-tunnel-disaster-Mar12-Bodies-found-and-causes-investigated.php>
- Wang, M.; Kulatilake, P.H.S.W.; Panda, B.B. - Groundwater resources evaluation case study via discrete fracture flow modeling. *Eng Geol* 62: (2001), 267–291
- Witherspoon, *et al* - Validity of cubic law for fluid flow in deformable rock fracture. *Water Resources Research*, 16 (6), (1980), 1016-1024.
- Wittke, Walter; Pierau, Berndt; Erichsen, Claus - New Austrian Tunneling Method (NATM) - Stability and Design. Alemanha: WBI - Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, (2006). ISBN 3-7739-1305-2.
- Wong, K. L. - *Catalogue of Notable Tunnel Failure Cases Histories (up to October 2012)*. Hong Kong. [Consultado em Agosto de 2016]. Disponível em: http://www.cedd.gov.hk/tc/publications/geo/doc/notable_tunnel_cat.pdf

- Wong, K. L. (2015). *Catalogue of Notable Tunnel Failure Cases Histories (up to April 2015)*, Hong Kong. [Consultado em Agosto de 2016]. Disponível em:
<http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/doc/HK%20NotableTunnel%20Cat.pdf>
- www.et97.com*. [Consultado a 25 de Novembro de 2016]. Disponível em:
<http://www.et97.com/subview/251283/251283.htm>
- www.revolvy.com*. [Consultado a 25 de Novembro de 2016]. Disponível em:
http://www.revolvy.com/main/index.php?s=L%C3%B6tschberg%20Tunnel&item_type=topic
- Xiaochun, Ma Bianji - *China News (versão Inglesa)*. [Consultado a 3 de Agosto de 2016]. Disponível em:
<http://en.people.cn/n/2015/0813/c90882-8935715.html>
- Xie, Qin - *Daily Mail Online*. [Consultado a 3 de Agosto de 2016]. Disponível em:
<http://www.dailymail.co.uk/news/peoplesdaily/article-3197479/Terrifying-footage-shows-enormous-sinkhole-swallow-entire-street-China-collapse-underground-tunnel.html>
- Zaian - Fotografia do túnel Huguenot. [Consultado a 4 de agosto de 2016]. Disponível em:
https://en.wikipedia.org/wiki/Huguenot_Tunnel#/media/File:Huguenot_Tunnel_entrance.JPG

Anexos

Anexo I

Índice de casos de túneis referidos ao longo do texto. Casos reais de túneis onde a ação da água foi bastante gravosa originando acidentes, ou tida em consideração de forma a evitá-los.

Número do caso	Nome do túnel/projeto	Página
1	Túnel Thames, Inglaterra.....	121
2	Túnel Sempione, Itália.....	122
3	Túnel Lötschberg, Suíça.....	122
4	Grand Galleria Alpennino, Itália.....	123
5	Túnel de Mont Blanc, Itália.....	123
6	Barragem de Funil, Brasil.....	124
7	Lieråsen, Noruega.....	124
8	SouthendonSea Sewage tunnel, Reino Unido.....	125
9	Túnel de Santa Lucia, Itália.....	125
10	Túnel de Seikan, Japão.....	126
11	Gran Sasso, Itália.....	126
12	Orange-fish, África do Sul.....	127
13	Mass Transit Railway, Island Line, 22 Henessy Road, Hong-Kong, China	127
14	San Donato, Itália.....	128
15	Huguenot, África do Sul.....	128
16	Túnel Gibeí, Roménia.....	128
17	Túnel Fleres, Itália.....	128
18	Karaburma <i>desni</i> , Sérvia.....	129
19	Túnel Bellosguardo, Itália.....	129
20	Storebælt, Dinamarca.....	130
21	Segunda fase do metro de Seul, linha número 5, Coreia do Sul (1º).....	130
22	Segunda fase do metro de Seul, linha número 5, Coreia do Sul (2º).....	130
23	Segunda fase do metro de Seul, linha número 5, Coreia do Sul (3º).....	131
24	4 túneis de Autoestrada, Áustria.....	131
25	Segunda fase do metro de Seul, linha número 5, Coreia do Sul (4º).....	131
26	Segunda fase do metro de Seul, linha número 5, Coreia do Sul (5º).....	131
27	Romeriksporten, Noruega.....	132
28	Metro de Munique, Alemanha.....	132
29	Metro de Los Angeles, Estados Unidos da América.....	132
30	Túnel Heinenoord, Holanda.....	133
31	Túnel Dernbach, Alemanha.....	133
32	Túnel de esgotos, Hull, Reino Unido.....	133
33	Metro Taegu, Coreia do Sul.....	134
34	Túnel de esgotos Wastewater Tunnes, Portsmouth, Reino Unido.....	134
35	Firenzuola, Itália.....	134
36	Metro de Istambul, Turquia.....	135
37	Túnel Tanum (Jonk-Asker), Noruega.....	135
38	Túnel subaquático de Oslofjord, Noruega.....	135
39	Túnel Nikkure-Yama, Japão.....	136
40	Expansão da linha de metro de Xangai, linha número 4, China.....	136
41	Kaohsiung Rapid Transit, Taiwan.....	136
42	Túnel ferroviário do Rossio, Portugal.....	137
43	Hsuehshan Tunnel, Taiwan.....	138
44	Expansão da linha número 5 do metro de Barcelona, Espanha.....	138
45	Metro de Lausanne, M2 Tunnel, Suíça.....	138
46	Túnel de São Gotardo, Suíça.....	139
47	Kaohsiung Rapid Transit Tunnel, Taiwan.....	139

48	Túnel Sambongihara, Japão.....	140
49	Nedre Romerike water treatment plant, Noruega.....	141
50	Kowloon Southern Link Contract KDB 200, Canton Road, Hong Kong...	141
51	Projeto hidroelétrico Kárahnjúkar, Islândia.....	142
52	Headrace tunnel of Gilbel Gibe II, Etiópia.....	142
53	Linha de metro número 5 de Guangzhou, China.....	142
54	Túnel de esgotos da Rua Langstaff, Canadá.....	143
55	Túnel Blanka, República Checa.....	143
56	Túnel de metro de Hangzhou, China.....	143
57	Túnel número 3 do Lago Mead, Estados Unidos da América.....	144
58	Linha de metro Norte-Sul, de Colónia, Alemanha.....	144
59	Brightwater Tunnel, Seattle, Estados Unidos da América.....	145
60	Metro do Cairo, Egípto.....	145
61	Túnel de esgotos da área portuária de Hong-Kong, China.....	146
62	Shenzhen Express Rail Link, China.....	147
63	Túnel subaquático da refinaria de Mizushima, Japão.....	148
64	Túnel Hengqin, Macau, China.....	148
65	Túnel Sasago, Japão.....	148
66	Linha de metro número 3 de Shaanxi, Xi'na, China.....	149
67	Túnel de metro na cidade de Dongguan, China.....	149
68	Túnel da linha de metro Nanakuma, cidade de Fukuoka, Japão.....	149

Anexo I - Lista de túneis mencionados ao longo do texto.

Esta lista encontra-se organizada por ordem cronológica e corresponde a casos de túneis mencionados no texto, onde ocorreram acidentes ou dificuldades adicionais devidas à ação da água, ao longo da construção ou exploração dos túneis.

Caso 1

Nome do túnel: Thames Tunnel, Inglaterra.

Data de construção: 1825 - 1843

Data do acidente: 18-05-1827

Tipo de terreno: Argila (*London clay*)

Descrição: É o primeiro túnel subaquático conhecido construído com sucesso e com a utilização do método de escudo. O método de escudo ainda hoje é utilizado, porque é o princípio base de funcionamento da escavação com tuneladoras. A invenção do método construtivo deste túnel (ver Figura A.I.1) é atribuída ao engenheiro Anglo-Francês, Marc Isambard Brunel. O Thames Tunnel tem uma secção com 11 m de largura, 6 m de altura e uma extensão de 396 m. Tem uma profundidade de 23 m, abaixo da superfície do rio Tamisa (Thames).

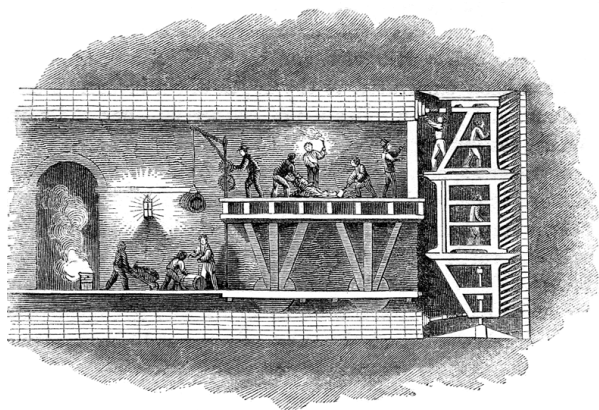


Figura A.I.1 - Método construtivo do Thames Tunnel, patenteado em Janeiro de 1818 por Marc Brunel. Método de escudo. (*Thames Tunnel*, 2016)

Liga Rotherhithe e Wapping na cidade de Londres. A construção do túnel teve um avanço

bastante lento, de apenas 3 a 4 m por semana. As tentativas anteriores de escavar túneis subaquáticos não tiveram sucesso. O túnel teve alguns acidentes devido à agressividade química do meio, onde o gás metano proveniente de esgotos do rio originava ignições das lanternas dos operários, que apenas conseguiam trabalhar em turnos de quatro horas. Ao longo da construção o túnel inundou cinco vezes, tendo o acidente mais grave acontecido a 18 de Maio de 1827 quando seis operários perderam a vida e o engenheiro Marc Brunel quase foi apanhado também nesse acidente. Nesse acidente deu-se a entrada de água do rio Thames no túnel, diretamente pela frente de escavação, devido à formação de uma chaminé até ao leito do rio. O túnel abriu ao público, apenas ao trânsito pedonal em 1843, e à altura era considerado a oitava maravilha mundial. No primeiro dia recebeu cinquenta mil pessoas que pagaram para percorrer e conhecer o túnel. O túnel tinha um revestimento em alvenaria de tijolo que mais tarde teve de ser substituído por um revestimento em betão.

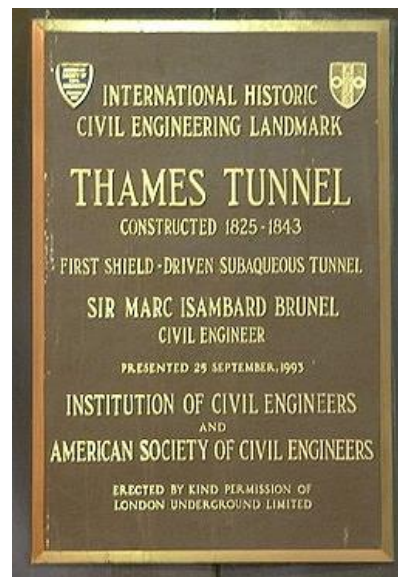


Figura A.I.2 - Placa que assinala a importância desta obra, na engenharia civil. (*Prasannan*, 2007)

Atualmente faz parte da rede de metropolitano da cidade de Londres e encontra-se em serviço. Próximo do túnel existe um núcleo museológico a ele dedicado. Em 1969 iniciou

funções como túnel ferroviário. Em 1995 teve uma intervenção profunda para reparação estrutural, revestimento e adaptação à instalação do metro de Londres, que gerou alguma contestação social, devido ao facto da intervenção obrigar à descaracterização inicial do túnel devido à substituição do revestimento, inicialmente alvenaria de tijolo. Conseguiu-se um acordo do qual resultou que parte do revestimento original está visível aos utentes do túnel numa das entradas (ver Figura A.I.4), a restante foi substituída por um revestimento em betão armado (ver Figura A.I.5). (Anagnostou G. , 2014) (Thames Tunnel, 2016) (Brunel Museum, 2016)

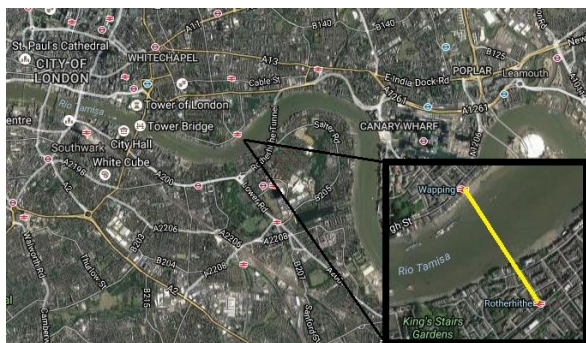


Figura A.I.3 - Localização do Thames Tunnel. (Maps, 2016)

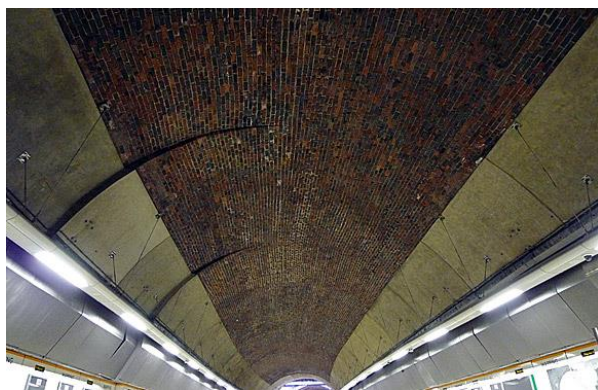


Figura A.I.4 - Revestimento em alvenaria de tijolo original que foi mantido após reparação do túnel. (Urban75, 2010)



Figura A.I.5 - Aspeto atual do revestimento do túnel. (Urban75, 2010)

Caso 2

Nome do túnel: Túnel Sempione, Itália.

Data de abertura ao tráfego: 1906

Tipo de terreno: Maciço rochoso

Descrição: Túnel ferroviário com 19,8 km de extensão. Na sua construção houve problemas devido à presença de água quente com caudais a variar entre 50 e 325 l/s e água fria com caudais na ordem dos 1000 l/s no maciço de escavação. A construção sofreu quase dois anos de atraso em relação à data de abertura inicialmente prevista. (Rosalba & Monti, s.d.)



Figura A.I.6 - Túnel Sempione (Casali & Vozza, s.d.)

Caso 3

Nome do túnel: Túnel Lötschberg, Suíça.

Data do acidente: Julho de 1908

Tipo de terreno: Maciço maioritariamente rochoso num vale glacial com presença de calcário.

Descrição: Este túnel ferroviário de 14,8 km e escavado a uma profundidade de 190 m começou a ser construído em 1908 e foi inaugurado a 15 de Julho em 1913. Sofreu diversos acidentes e atrasos ao longo da construção. Em Fevereiro de 1908 uma avalanche destruiu um hotel nas proximidades do túnel e matou 13 pessoas. Em Julho do mesmo ano, a escavação encontrou uma fissura debaixo do vale Kanderthal, pela qual afluiu água com depósitos ao interior do túnel, que deram origem à inundação do túnel. Neste acidente faleceram 25 pessoas. Deveu-se à subestimação da profundidade a que se encontrava o material de preenchimento do vale glacial. 1554 m de extensão do túnel foram abandonados e selados, sendo a continuação assegurada por uma ligação *bypass* em curva. O túnel foi concluído 5 meses após a data inicialmente prevista. (Faculty of environment and Technology, s.d.) (www.revolv.com, s.d.)

Caso 4

Nome do túnel: Gran Galleria Alpennino, Itália

Data do acidente: 04-11-1927

Tipo de terreno: Maciço Rochoso

Descrição: Túnel ferroviário com 18,5 km de extensão. Liga Bologna e Firenze. Ao longo da escavação existiram problemas relacionados com a fuga de gás do interior das rochas que levaram a um incêndio com a duração de seis meses e enormes dificuldades de escavação devido à afluência de água. Este túnel teve também uma inundação que danificou os estaleiros da obra a 4 de Novembro de 1927. (Biblioteca Salaborsa, 2015)

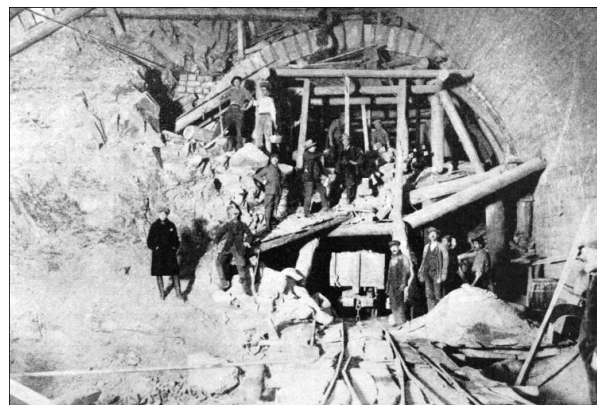


Figura A.I.7 - Construção túnel Alpennino (Engrail History, 2010)

Caso 5

Nome do túnel: Túnel de Mont Blanc, Itália-França.

Data do acidente: Janeiro de 1959

Tipo de terreno: Maciço rochoso, com presença de rochas muito macias, ardósia, calcário e argila.

Descrição: Túnel rodoviário em galeria simples com duas vias. Liga a França à Itália através dos Alpes, atravessando a montanha Mont Blanc. Tem 11,6 km de extensão, largura de 8,6 m, 4,35 m de altura e uma cobertura de cerca de 2 km. Após 370 m de perfuração do lado Italiano do túnel as obras tiveram de parar devido à afluência de água, não compatível com o método de escavação em utilização. Em Abril de 1957, a frente de escavação foi destruída porque os materiais a escavar eram demasiado suaves e estavam misturados com água. Esta situação repetiu-se mais vezes ao longo da construção, do lado Italiano tendo a afluência de água complicado ou parado por diversas vezes o avanço de escavação. Em Dezembro de 1961, um caudal com 1200 l/s, inundou completamente o túnel. A 24 de Março de 1999, um camião incendiou-se ao km 6,7 na parte Italiana do túnel, tendo 39 pessoas perdido a vida devido á inalação dos fumos tóxicos produzidos pelo incêndio. (ATMB, s.d.) (Le tunnel du Mont Blanc, 2016)

(Mont Blanc Tunnel, 2014) (Mont Blanc Tunnel, 2016)



Figura A.I.8 - Centro de controlo de tráfego do túnel Mont Blanc. (Tunnelmb, 2010)

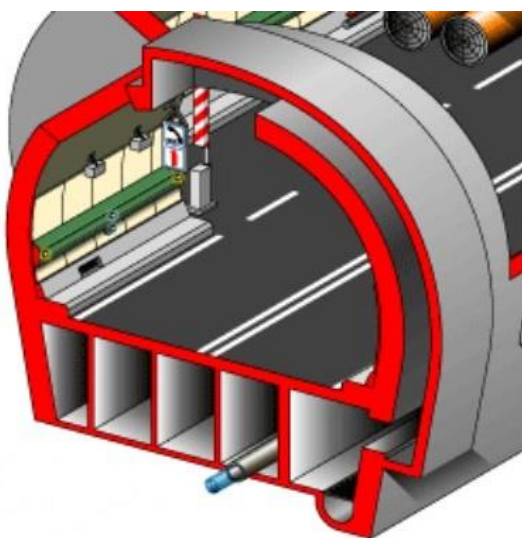


Figura A.I.9 - Secção tipo do túnel de Mont Blanc, onde se pode ver que debaixo do pavimento rodoviário existem galerias de evacuação pedonal e para circulação de ar fresco. (Tunnelmb, 2010)

Caso 6

Nome do túnel: Barragem de Funil, Brasil

Data de construção: 1961-1969.

Tipo de terreno: Rocha, Gnaiss.

Descrição: Exemplo da construção de um túnel de desvio, escavado em gnaisses, para a drenagem do rio Paraíba do Sul, enquanto a barragem com uma capacidade de 216 MW, foi construída. O túnel tem 430 m de comprimento, 11,5 m de diâmetro e capacidade para transportar um caudal de 1500m³/s.



Figura A.I.10 - Construção da barragem de Funil. (CETENCO Engenharia, 2016)

Caso 7

Nome do túnel: Lieråsen, Noruega.

Data de construção: 1965-1973

Tipo de terreno: Granito parcialmente fraturado. Em amplas zonas possui rochas sedimentares e corneanas (rocha resultante de metamorfismo de contacto).

Descrição: Túnel ferroviário com 10,7 km. Tem uma área de secção de 68 m², e possui uma via dupla que permite a circulação de comboios, mas com a velocidade limitada a 130 km/h, para evitar o efeito da onda de choque formada quando dois comboios se cruzam no interior do túnel, em sentidos contrários a velocidades superiores à estipulada.

Foi escavado com a utilização do método escavar e detonar e com drenagem periférica. Foi utilizado betão projetado em mistura seca (água adicionada à mistura apenas na ponta da agulha de projeção) e pregagens para fixar blocos de rocha. O revestimento é variável ao longo da extensão do túnel, havendo secções com betão armado realizado em obra e partes do revestimento da abóbada (15%) com secções de betão pré-fabricadas. Possui um nível freático bastante elevado, que durante a construção causou enorme afluência de água ao interior do túnel. O controlo da água foi efetuado apenas por encaminhamento

da água para drenagem. Imediatamente pequenas lagoas à superfície foram drenadas e deu-se subsidência superficial acima do túnel em zonas de solos moles. Não existiu contestação social, mas o problema não passou despercebido, especialmente pelo sector imobiliário que aproveitou a drenagem de zonas de solos moles para iniciar a construção nesses mesmos terrenos. (Beitnes, s.d.)

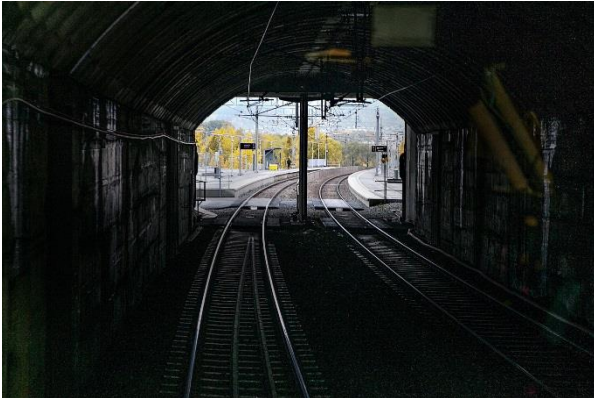


Figura A.I.11 - Interior do túnel podendo observar-se infiltrações nos hasteais. (Garathun, 2013)



Figura A.I.12 - Secção do portal do túnel Lieråsen. (Garathun, 2013)



Figura A.I.13 - Elementos pré-fabricados da abóbada do túnel de Lieråsen. Imagem obtida numa inspeção estrutural ao túnel em 2002 (Amber Engineering, 2002)

Caso 8

Nome do túnel: SouthendonSea Sewage Tunnel, Reino Unido

Data do acidente: 1966

Tipo de terreno: Solo argiloso (*London clay*)

Descrição: Túnel de secção circular construído com anéis por segmentos. Deu-se a afluência de água para o interior do túnel. A entrada ocorreu pela abóbada e através da camada argilosa. A escavação foi de encontro ao fundo de um poço abandonado que efetuava a ligação entre o exterior e a reserva de água acumulada no subsolo. (Wong K. L., 2012)

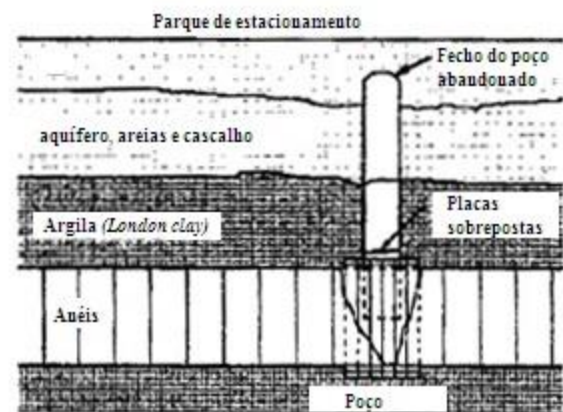


Figura A.I.14 - Esquematização do local do acidente.

Caso 9

Nome do túnel: Santa Lucia, Itália.

Data de construção: 1965-1977

Tipo de terreno: Depósitos vulcânicos e de aluvião. Solo macio

Descrição: Trata-se de um túnel ferroviário com 10,2 km onde existiram diversos problemas na escavação devido à existência de água no solo e formação de crateras. Recorreu-se ao congelamento do solo como técnica de estabilização.

Caso 10

Nome do túnel: Seikan, Japão.

Data de construção: 1964-1987

Tipo de terreno: Maciço rochoso de origem vulcânica.

Descrição: Túnel ferroviário com via tripla, escavado pelo método detonar e escavar. Tem 53,85 km de extensão, dos quais 23 km são subaquáticos a uma profundidade máxima de 100 m abaixo do fundo do mar, e com uma altura de água de 140m. Nestes 23 km incluem-se as duas primeiras estações ferroviárias subaquáticas. A secção principal do túnel tem 12 m de largura e 9 m de altura. O primeiro contacto entre as duas frentes de escavação aconteceu em 1983.

Liga a prefeitura de Aomori na ilha de Honshu à ilha de Hokkaido sob o estreito de Tsugaru, no Japão.

Surgiu da necessidade de ligar estas duas regiões de forma a evitar a travessia por mar, considerada bastante perigosa principalmente na época de furacões e após um naufrágio onde faleceram 1155 pessoas.

Além do túnel principal foram escavados, sem recurso a tuneladoras, dois túneis auxiliares, um túnel piloto para sondagem geológica na zona subaquática e outro para drenagem avançada de forma a prevenir a afluência de água à frente de escavação do túnel principal e acidentes. Ambos possuem 4 m de altura e 5 m de largura.

Durante a construção do túnel mais de 33 operários faleceram e mais de 1300 pessoas ficaram feridas.

O primeiro acidente devido à água deu-se em 1969 ainda antes do início da escavação do túnel principal.

A afluência de água ao longo de todo o túnel foi apontada devido ao paralelismo das camadas de rochas, complexidade geológica e fraca dureza. À

data, escavava-se um túnel piloto quando um fluxo de água com 11 toneladas por minutos aflui ao interior do túnel. Os operários demoraram 5 meses para conter a entrada de água, com recurso à selagem da passagem de água com jet grouting e bloqueio das rochas com placas de aço. Durante a escavação foi utilizada uma máquina que injetou jet grouting, nas rochas da frente de escavação, à pressão de 80 kg/cm² para evitar que a frente colapsa-se. A camada de injeção de secagem rápida tinha uma espessura variável entre 15 a 30 cm.

Em 1976, novamente num túnel auxiliar 70 toneladas por minuto, de água do mar, entraram no túnel matando mais de 20 operários. Foram necessários mais 5 meses para conter essa entrada de água. Os sucessivos atrasos na construção prolongaram a obra em pelo menos mais dois anos do que inicialmente previsto.

A 13 de Março de 1988 o túnel abriu ao tráfego ferroviário. À altura e durante alguns anos foi maior túnel subaquático do mundo. Circulam diariamente cerca de 50 comboios no túnel.

Este túnel está equipado com sensores para deteção de afluência de água. (www.et97.com, s.d.) (Seikan Tunnel, Japan, s.d.)



Figura A.I.15 - Água do mar, que escoar para o interior do túnel de serviço do túnel de Seikan. (Kundu-Nagat, 2009)

Caso 11

Nome do túnel: Gran Sasso, Itália

Data do acidente: 15-09-1970

Tipo de terreno: Maciço rochoso com margas calcárias

Descrição: Duplo túnel rodoviário com duas vias em cada sentido. A tuneladora perfurou um enorme reservatório de água presente no maciço. Água à pressão de 6 MPa inundou o túnel exploratório da frente de escavação, e a cidade mais próxima. O nível freático foi reduzido em 600 m e afetou o caudal de várias fontes de água situadas à superfície. Foram necessárias medidas especiais para conter a entrada de água, e garantir a sua saída do maciço para abastecimento a populações. (Traforo Gran Sasso, 2016) (Strada dei Parchi spa, s.d.)



Figura A.I.16 - Escavação do túnel Gran Sasso. Afluência de água. (Strada dei Parchi spa, s.d.)

Caso 12

Nome do túnel: Orange-fish Tunnel, África do Sul

Data do acidente: 1970

Tipo de terreno: Rocha (não especificado qual o tipo de rocha)

Descrição: Trata-se de um túnel para transporte de água de rega. O primeiro acidente deu-se por afluência de água com a pressão de 14 bars e com um caudal de 55000l/min. Deu-se a inundação total de 1,6 km do túnel em 24hh. O acidente aconteceu devido ao encontro da escavação com uma dobra anticlinal e uma fissura com 75 mm de espessura existente na dobra, o que

permitiu a passagem da água. Aconteceu ainda um segundo acidente neste túnel (sem referência à data do acontecimento), por ignição de gás metano após uma explosão de desmorte. Não houve explosão de rocha no interior do túnel porque não atingiu a concentração suficiente para tal, mas a ignição durou 6 meses através de uma fissura aberta com a escavação. (Wong K. L., 2012)

Caso 13

Nome do túnel: Mass Transit Railway, Island Line, 22 Hennessy Road, Hong Kong

Data do acidente: 01-01-1983

Tipo de terreno: Intersecção de zona de Granito decomposto com zona de solo macio

Descrição: O Mass Transit Railway é um sistema de transporte ferroviário rápido, em Hong Kong. A causa do acidente provavelmente deveu-se a uma má interpretação do perfil geológico do local, ou ao efeito da explosão de desmorte que se prolongou no terreno, além do devido. O túnel estava sendo escavado com recurso ao método de detonação e escavação, numa zona de rocha. O acidente deu-se devido ao encontro da zona de rocha com uma zona de solo macio. Deu-se a abertura de uma cratera com 100 m² e 30 m de profundidade, na superfície situada por cima do túnel. Ocorreu a entrada de água do solo, para o interior do túnel. Originou danos nos edifícios vizinhos, nomeadamente exposição de fundações e os quais deram origem a que mais de 150 pessoas tivessem de ser evacuados temporariamente por razões de segurança. Os edifícios vizinhos dos números 18-20 da Hennessy Road abriram 3 horas depois e o número 22 da mesma rua apenas 6 dias depois (Wong K. L., 2015)

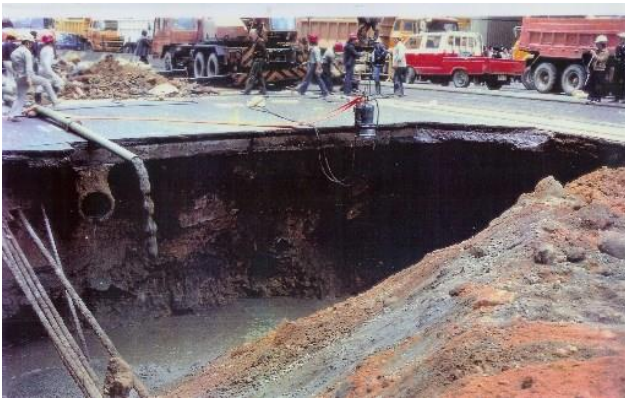


Figura A.I.17 - Cratera cuja origem pode ter sido o prolongamento da vibração com origem na explosão de desmonte na zona de rocha. (Wong K. L., 2015)

Caso 14

Nome do túnel: San Donato, Florença, Itália

Data da escavação: 1984

Tipo de terreno: Maciço rochoso com presença de argilas escamosas com minerais expansivos.

Descrição: Túnel ferroviário de alta velocidade entrou em serviço em 1986. Tem uma extensão de 10954 m, e uma secção que varia entre 90 e 120 m². Quando estava sendo escavado do lado Sul, aos 3300 m sofreu graves problemas de convergência devido à presença de água e expansão dos minerais expansivos presentes na argila. Foram necessárias medidas especiais para lidar com a convergência no túnel. (Barla & et al, 1986)

Caso 15

Nome do túnel: Huguenot, África do Sul

Data da escavação: 1984

Tipo de terreno: Maciço rochoso composto por granitos que variavam entre granitos são granitos alterados.

Descrição: Túnel rodoviário com dois sentidos de trânsito. Possui 3,9 km de extensão e abriu ao tráfego a 18 de Março de 1988. Os estudos e projeto da sua construção tiveram início em 1973. Foi escavado com o método escavar e detonar com

uma frente de escavação em cada lado. O excesso de água no maciço, com caudais a variar entre 10 e 15 m³/h foi um problema ao longo da escavação, daí ter-se recorrido à técnica de drenagem de avanço. Este túnel encontra-se em serviço, dispõe de sistema de vigilância de tráfego e portagem. (Apuentes) (Huguenot Tunnel, 2016)



Figura A.I.18 - Entrada Norte do túnel de Huguenot. (Zaian, 2012)

Caso 16

Nome do túnel: Túnel ferroviário de Gibeí, Roménia

Data do acidente: 1985

Tipo de terreno: Solo argiloso com fissuras

Descrição: O acidente aconteceu por rotura repentina da camada compacta de argila fissurada na abóbada do túnel, permitindo a entrada de água com um caudal superior a 600l/min. A possível causa foi a escavação ter ido de encontro a uma camada de areia fina, que se encontrava saturada, na abóbada do túnel. (Wong K. L., 2012)

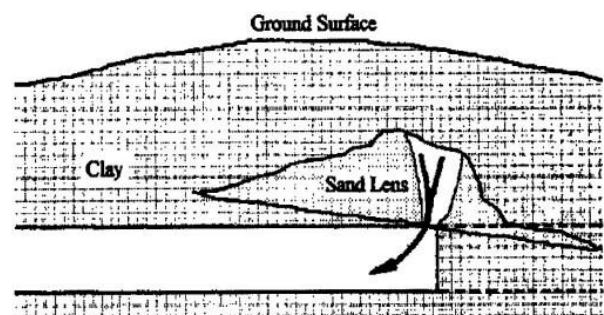


Figura A.I.19 - Esquematização do local do acidente no Túnel Gibeí.

Caso 17

Nome do túnel: Túnel Fleres, Itália

Data do acidente: Fevereiro de 1987

Tipo de terreno: Maciço rochoso com presença de rochas dolomíticas

Descrição: Túnel piloto com diâmetro de 3,5 m escavado com recurso a tuneladora. Na sua construção deu-se uma afluência de água com transporte de material fino com caudal de 600 l/s que levou à paragem da tuneladora durante 2 meses. Este túnel teve problemas de convergência e forte instabilidade da frente de escavação e hasteais. (Agostinelli & al, 1995)

Caso 18

Nome do túnel: Túnel direito de Karaburma, Sérvia.

Data de construção: 1987

Tipo de terreno: Maciço composto por areias.

Descrição: Túnel ferroviário que faz a ligação com a principal estação ferroviária da capital da Sérvia, Belgrado. Situa-se numa zona residencial, próxima do rio Danúbio, em terrenos compostos por areias e com a presença do nível freático bastante elevado. Neste túnel foi efetuado um levantamento e caracterização hidrogeológica para prever o comportamento da água presente no solo, através da utilização de um modelo matemático de forma a poder efetuar a escavação e construção em segurança. Da pesquisa resultante para a elaboração desta dissertação não é conhecido o registo de qualquer tipo de acidente devido à ação da água, neste túnel. (Rasula, 2000)

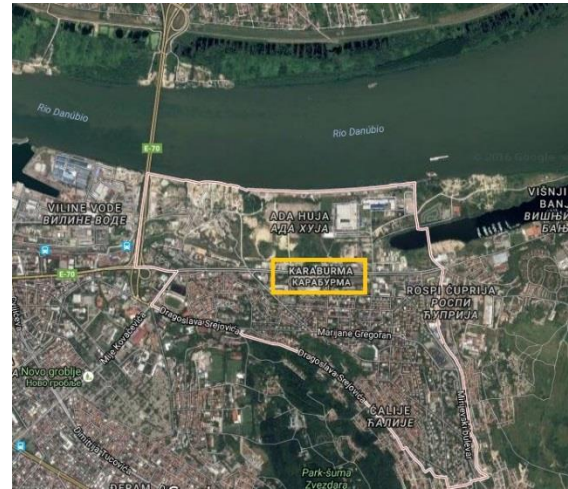


Figura A.I.20 - Localização do túnel Karaburma, em Belgrado. (Google Maps, 2016)

Caso 19

Nome do túnel: Túnel Bellosguardo, Itália

Data de construção: 1988-2006

Tipo de terreno: Maciço rochoso com prevalência de rochas calcárias com marga.

Descrição: Túnel ferroviário com 4042 m de extensão. Faz parte da quadruplicação da via entre Firenze e Empoli. Recorreu-se à escavação com um túnel piloto com diâmetro de 3,9 m escavado com recurso a tuneladora. As dificuldades encontradas deveram-se à afluência de água, efeito da convergência e queda da frente de escavação. Utilizou-se também drenagem em avanço com furos de 30 m de comprimento, à frente da frente da escavação. (Lunardi & Pantaleone, 2000)



Figura A.I.21 - Secção do túnel Bellosguardo, podendo ver-se parte do túnel piloto ao centro.

Caso 20

Nome do túnel: Storebælt, Dinamarca

Data do acidente: Num fim-de-semana de Outubro de 1991

Tipo de terreno: Margas fissuradas e lava glaciár

Descrição: Este duplo túnel ferroviário subaquático foi construído entre 1990 e 1997 com a utilização de tuneladoras com escudo de contrapressões. Tem cerca de 8 km de extensão e um diâmetro de 8,75 m. A lava glaciár sobre consolidada era muito instável devido à sua elevada permeabilidade e à elevada pressão hidrostática a que estava sujeita, superior a 5 bar. O maior risco previsto nesta escavação era o colapso da frente de escavação com a propagação ao leito do mar. Num fim-de-semana de Outubro de 1991, deu-se o colapso da frente de escavação, criando-se uma conexão com o leito do mar e a consequente entrada de água do mar com um caudal de 4 m³/s. Todo o túnel até então construído, 350 m, ficou inundado, e foram necessários 8 meses para reparar os danos provocados por este acidente. (Anagnostou G. , 2014)

Caso 21

Nome do túnel: Segunda fase do metro de Seul, Linha número 5, Coreia do Sul

Data do acidente: 17-11-1991

Tipo de terreno: Rocha. Granito com presença de muita água

Descrição: Colapso diurno do túnel com formação de uma cratera à superfície (20 m x 15 m x 4 m) que permitiu a afluência de água proveniente do rio. As possíveis causas foram o encontro com uma zona molhada sobre a rocha em escavação rasa, numa zona onde o nível freático estava situado entre 3 m e 10 m de profundidade e o túnel sendo escavado entre 15 m e 30 m abaixo da

superfície. Os deficientes estudos geotécnicos do local da escavação, assim como a não consideração da afluência de água existente no solo e existência de solo com menor resistência no local da escavação. Além da não consideração dos efeitos provocados no maciço pela explosão dos materiais explosivos, uma vez que o túnel estava sendo escavado com recurso ao desmonte de rocha com explosivos. (Wong K. L., 2012)



Figura A.I.22 - Cratera superficial originada. Linha número 5, metro de Seul.

Caso 22

Nome do túnel: Segunda fase do metro de Seul, Linha número 5, Coreia do Sul

Data do acidente: 27-11-1991

Tipo de terreno: Granito com presença de muita água, e solo bastante permeável.

Descrição: Pelas 10 h foi efetuado um rebentamento de desmonte na frente da escavação. Às 16 h caíram rochas na frente de escavação e pelas 22 h entrou água e solo no túnel. No dia seguinte (28 Nov.) pelas 3 h:20 formou-se uma cratera até à superfície com 25 m de diâmetro. A causa possível foi o encontro com granito saturado na frente de escavação e de alta permeabilidade. Consequências: Colapso de 3 edifícios próximos, redes de serviços afetadas e destruídas. Este acidente deveu-se à não consideração da importância do estudo da estabilidade da frente de escavação, a insuficiente investigação e conhecimento do terreno, a não consideração dos

efeitos de explosão em zona húmida com superfície de escavação rasa e à não consideração dos efeitos da afluência não expectável de água. (Wong K. L., 2012)

Caso 23

Nome do túnel: Segunda fase do metro de Seul, Linha número 5, Coreia do Sul

Data do acidente: 11-02-1992

Tipo de terreno: Rocha, granito com presença de muita água.

Descrição: A escavação estava sendo efetuada com recurso a um meio mecânico de cabeça de corte rotativa. Deu-se a afluência significativa de água para o interior do túnel, com deslocamento de 4,5 toneladas de solo para o interior do túnel. Originou a abertura superficial de uma cratera com 6 m de profundidade e 38 m de largura. Devido à frente de escavação ter encontrado uma camada de granito saturado de elevada permeabilidade. (Wong K. L., 2012)



Figura A.I.23 - Dimensão da cratera superficial formada

Caso 24

Nome do túnel: 4 Túneis de Autoestrada, Áustria

Data do acidente: 1993, túnel 4

Tipo de terreno: Arenito e xisto em zonas com falhas

Descrição: Após uma explosão, 200 m³ de material colapsaram, tendo a água afluído ao interior do túnel com um caudal de 450l/min. O

túnel teve cerca de 130 pequenos incidentes e tiveram de ser removidos um total de 1461 m³ de material resultante da máxima deformação que foi provocada pela explosão, 120 mm

Túnel 3: Em 1995 o túnel 3 teve dois acidentes. No primeiro, 650 m³ de material de escombros, afluíram para o interior do túnel arrastados por água com um caudal de 1500l/min. No segundo acidente a água com o mesmo caudal provocou deslocamentos de 300 mm no suporte temporário, aros de aço. (Wong K. L., 2012)

Caso 25

Nome do túnel: Segunda fase do metro de Seul, Linha número 5, Coreia do Sul

Data do acidente: 7-01-1993

Tipo de terreno: Granito com presença de muita água.

Descrição: O túnel estava sendo escavado com recurso a furação e detonação. Começou a colapsar após a remoção do escombros, desde o lado esquerdo até à abóbada. 900m³ de material foram arrastados para o interior do túnel. Deu-se a afluência significativa de água para o interior do túnel, com caudal de 300l/min, devida ao granito saturado de elevada permeabilidade encontrado na frente de escavação e à presença de água com pressão elevada. (Wong K. L., 2012)

Caso 26

Nome do túnel: Segunda fase do metro de Seul, Linha número 5, Coreia do Sul

Data do acidente: 01-02-1993

Tipo de terreno: Granito com presença de muita água.

Descrição: A escavação estava a acontecer com recurso a um meio mecânico de cabeça de corte rotativa, entre 15 m e 30 m, abaixo do nível da superfície. A frente de escavação colapsou até à superfície numa área oval de 60 m, após ter sido

encontrada uma camada de granito saturada de elevada permeabilidade. Deu-se a afluência de água do solo, para o interior do túnel. As causas apontadas foram a elevada permeabilidade do granito saturado e a água em excesso de pressão existente no maciço. (Wong K. L., 2012)

Caso 27

Nome do túnel: Romeriksporten, Noruega

Data de construção: 1995-1999

Tipo de terreno: Rochas sedimentares com predominância de xistos e calcários. Gneiss, e zonas de rocha fraturada com preenchimento das fraturas com argila.

Descrição: Túnel ferroviário da linha de alta velocidade que liga Oslo ao aeroporto Gardermoen. O túnel tem 13,8 km de extensão, uma secção de 110 m² que comporta a instalação de uma via ferroviária dupla. A cobertura varia entre 10 e 250 m. Ao longo da sua construção foi encontrada água com elevada pressão, e o construtor teve algumas dificuldades na realização do pré-grouting, para diminuir a afluência de água ao local de escavação. A entrada de água no túnel fez baixar o nível freático, tendo dado origem a subsidência numa área urbana, que por sua vez danificou alguns edifícios. Numa zona de floresta, as árvores secaram por falta de água. O lago Puttjern foi parcialmente drenado. Teve de ser aplicada uma camada estanque em torno do túnel para evitar que este servisse de dreno ao maciço. Utilizou-se grouting de cimento, micro-cimento e resinas acrílicas. A camada estanque foi aplicada ao longo de 2,2 km. A realização destes trabalhos deu origem a trabalhos extras não previstos, e um maior custo total da obra, nomeadamente a aplicação de post-grouting durante cerca de um ano após a escavação ao longo de um troço com 2,2 km. Devido aos acidentes a obra teve uma atenção

negativa no meio onde está inserida e não só. (Holmøy, 2008)

Caso 28

Nome do túnel: Metro de Munique, Alemanha

Data do acidente: 27-09-1994

Tipo de terreno: Marga sob cascalho abaixo do nível freático.

Descrição: O túnel colapsou devido à fissuração provocada pela areia na camada de marga (A marga é um tipo de calcário que contém 35 a 60% de argila). Essa fissuração permitiu a passagem bastante rápida da água para o interior do túnel e levando-o ao colapso. Uma possível causa do acidente foi a espessura da camada de marga ser inferior ao considerado em projeto. Os espaços vazios provocados pelas fendas da areia presente na camada de marga, atuaram como caminhos preferenciais à passagem da água. Um autocarro foi apanhado pelo colapso, tendo 3 passageiros falecido e 30 ficado feridos. (Wong K. L., 2012)



Figura A.I.24 - Autocarro caído na cratera formada no acidente do metro de Munique. (Wong K. L., 2012)

Caso 29

Nome do túnel: Metro de Los Angeles, Estados Unidos da América

Data do acidente: 22-06-1995

Tipo de terreno: Siltito rígido coberto por solos de aluvião com Nível Freático situado entre 10 m a 12 m de profundidade

Descrição: O túnel colapsou a 25 m de profundidade, causando uma cratera até à superfície e danificando o revestimento existente. Deu-se devido à remoção do escoramento temporário da abóbada do túnel aquando do realinhamento da direção horizontal da tuneladora que estava a escavar o túnel, por esta se ter desviado do mesmo alinhamento. Foram apontadas causas inesperadas no comportamento do solo de aluvião e rotura das condutas de abastecimento da zona, roturas nunca confirmadas. Como consequência levou ao fecho de uma estrada principal com 4 filas de trânsito, rotura de conduta de abastecimento de gás e evacuação dos moradores da zona. (Wong K. L., 2012)

Caso 30

Nome do túnel: Túnel Heinenoord, Holanda.

Data de construção: 1991-1997

Tipo de terreno: Solo arenoso.

Descrição: Túnel subaquático de travessia do rio Oude Maas, destinado ao tráfego lento (peões, veículos agrícolas e bicicletas). Foi o primeiro túnel da Holanda a ser escavado com uma tuneladora de escudo fechado com aplicação de contrapressões. Neste túnel procedeu-se à monitorização da pressão intersticial da água ao longo do desenvolvimento do eixo do túnel, de forma a evitar a desestabilização da frente de escavação e poder ocorrer o seu colapso. O túnel foi concluído com sucesso, sem registo de qualquer tipo de acidente. (Broere, 2000)

Caso 31

Nome do túnel: Túnel Dernbach, Alemanha.

Data de início de construção: Junho de 1998

Tipo de terreno: Maciço heterogéneo com composição de quartzitos, xistos, arenitos, argilas, depósitos sedimentares e rochas não consolidadas.

Descrição: Túnel ferroviário de alta velocidade (até 300km/h) com 3305 m de extensão, situado na linha Cologne-Rhine/Main. Devido à heterogeneidade do terreno e ao facto em algumas zonas a cobertura ser de apenas 4 m, sendo a máxima de 46 m, utilizou-se o método de enfilagens com preenchimento com grouting para conferir uma maior capacidade resistente. O método principal de escavação utilizado foi o NATM. Foi escavado numa zona de proteção de água subterrânea, próximo do reservatório de água potável Schöne Aussicht. Para uma maior rapidez de execução foram utilizadas quatro frentes de escavação, uma em cada portal do túnel, e uma em cada direção a partir de uma via de emergência do túnel. (Wittke, 2002) (SME, 2011)



Figura A.I.25 - Portal Noroeste do túnel Dernbach. (Ararat, 2001)

Caso 32

Nome do túnel: Túnel de esgotos, Hull, Reino Unido

Data do acidente: 1999

Tipo de terreno: Solo arenoso. Maciço situado em zona de aquífero.

Descrição: Túnel de esgotos com 10,5 km e com um diâmetro de 3,85 m. O túnel estava sendo escavado com recurso a uma tuneladora pelo método de *Earth Pressure Balance* e o revestimento feito com anéis de betão reforçados. Teve subsidência de 1,2 m causando sérios danos superficialmente, provocados pela entrada de água e areia devidas aos efeitos de maré que levou a elevados deslocamentos verticais do túnel e abertura das juntas do revestimento. Provocou danos em edifícios, estradas e redes de serviços. A tuneladora teve de ser abandonada e como medidas de emergência, após o acidente, recorreu-se ao congelamento do solo tendo posteriormente o túnel sido terminado com recurso à utilização de betão projetado. Com este acidente aprendeu-se a ter em consideração o design da ligação entre os segmentos que compõem o revestimento final do túnel. (Wong K. L., 2012)

Caso 33

Nome do túnel: Metro de Taegu, Coreia do Sul

Data do acidente: 01-01-2000

Tipo de terreno: Estratos de areia e cascalho num maciço em zona de aquífero.

Descrição: Devido à rápida flutuação do nível de água do solo, estratos de cascalho e areia, não identificados, movimentaram-se e levaram à deformação de uma parede diafragma, que por sua vez levou à abertura de uma cratera à superfície. Um autocarro caiu nesse fosso, tendo 3 passageiros falecido, o motorista ficou gravemente ferido e o autocarro destruído. Os edifícios vizinhos sofreram danos graves. Como causas possíveis foi apontado que as cargas adicionais na parede diafragma não foram consideradas nos cálculos, assim como a rápida flutuação do nível freático poderá ter causado movimentos não identificados dos estratos de cascalho e areia. (Wong K. L., 2012)

Caso 34

Nome do túnel: Túnel de esgotos Wastewater Tunnels, Portsmouth, Reino Unido

Data do acidente: Maio 2000

Tipo de terreno: Terreno misto com Areias de calcário, cal comprimida, argila rígida e cascalho

Descrição: Túnel com 3,3 m de diâmetro construído com recurso a tuneladora e colocação de anéis de betão pré-fabricado, pelo método de *Earth Pressure Balance*. O nível freático encontrava-se 21 m acima da abóbada do túnel. Foram encontradas fissuras nos segmentos do túnel que permitiam a passagem de água pelas mesmas. A causa apontada foi a não consideração das fracas condições do maciço em escavação. Como medidas de emergência foi utilizado ar comprimido para estabilização do maciço, seguido de congelamento do solo. Posteriormente os anéis de revestimento que ficaram destruídos foram substituídos utilizando-se grouting. (Wong K. L., 2015)

Caso 35

Nome do túnel: Firenzuola, Itália

Data de escavação: 2000-2001

Tipo de terreno: Maciço rochoso com presença de calcários margosos, cal de marga e estratos de marga.

Descrição: Túnel ferroviário com 15211 m de extensão situado na linha que liga Bolonha a Florença. A escavação deste túnel fez baixar os níveis freáticos da região, devido às infiltrações que ocorreram para o interior do túnel. Descarregam para o interior deste túnel um caudal situado entre 250 e 600 l/s sendo o máximo de 900 l/s. Um número significativo de nascentes e riachos secaram com a escavação do túnel. (Lollino, 2015) (Relazione sullo stato dell'Ambiente in Toscana 2008. Regione Toscana, ARPAT, pp 221–224, 2008)

Caso 36

Nome do túnel: Metro de Istambul, Turquia

Data do acidente: Setembro 2001

Tipo de terreno: Argila macia com nível freático situado próximo da superfície.

Descrição: Túnel com 7,9 km, com 14 m de largura e secção de 100 m². O método de escavação utilizado foi o *pipe-umbrella*, com recurso a escavação por bancadas. A argila começou a passar por entre os tubos que compõe o chapéu. Solo com consistência bastante fluída começaram a fluir pela frente de escavação. Levou à abertura de uma cratera à superfície na qual caíram 3 edifícios. A causa provável foi a existência de um poço a 1,5 m ou 2 m da abóbada do túnel que saturou todo o solo à sua volta, originando a drenagem para o interior do túnel de camadas finas de areia, que consequentemente deram origem ao colapso do túnel. Cinco pessoas faleceram. Aprendeu-se a importância do estudo da existência de edifícios situados acima da zona de escavação de túneis. (Wong K. L., 2015)

Caso 37

Nome do túnel: Túnel Tanum (Jonk-Asker), Noruega.

Início de construção: Fevereiro de 2002

Tipo de terreno: Maciço rochoso com presença de rochas sedimentares menos estáveis ao longo de 400m, nomeadamente xistos, siltitos com elementos calcários e arenitos. Ao longo do traçado possui também rochas ígneas, basaltos.

Descrição: Túnel ferroviário de via dupla com catenária, limite de velocidade de 160 km/h. Escavado pelo método escavar e detonar e com 800m construídos a céu aberto. O túnel tem uma extensão de 3590 m, uma secção que varia entre 105 e 115 m² e uma cobertura que varia entre 1,5 e 100m. Para a sua construção foram efetuados

estudos de impacto ambiental, de forma a garantir que as reservas de água do subsolo da zona não seriam afetadas, uma vez que abastecem mais de 100 habitações na zona. Várias zonas ao longo do túnel foram identificadas para monitorizar o comportamento do abaixamento do nível freático e sensibilidade a problemas de subsidência. Foi estabelecido um limite máximo de 0,16l/min/m de afluência de água ao interior do túnel, o qual não podia ser ultrapassado. Este limite foi estabelecido através dos cálculos de caudal afluente, por um programa de cálculo automático e permitiu definir as sequências de aplicação de grouting para controlo da entrada de água. Assim foram definidas sequências de 21 a 27 m onde foi aplicado o grouting. A entrada de água era controlada através de 60 furos onde se registaram medições piezométricas. O túnel possui isolamento do revestimento para evitar a formação de gelo, na extensão de 300 m, desde cada portal. (NTS, 2016) (Tanum Tunnel, 2016)

Caso 38

Nome do túnel: Túnel subaquático de Oslofjord, Noruega

Data do acidente: 28-12-2003

Tipo de terreno: Rocha fraturada com presença de argila

Descrição: Ocorrência de pequenos incidentes ao longo do funcionamento do túnel e três dignos de registo. A 28 de Dezembro de 2003, cerca de 20 m³ de rocha fraturada soltaram-se da abóbada perfuraram o revestimento e caíram na faixa de rodagem. O segundo incidente envolveu o desprendimento de 3 m³ de rocha bastante fraturada que se soltou do hasteal e caiu na soleira do túnel. O terceiro incidente foi 2 a 3 m³ de rocha fraturada que caiu da abóbada e permaneceu sob a impermeabilização.

Supõe-se que a origem do desprendimento da rocha fraturada se deveu à elevada humidade

existente no tardo do revestimento, que na presença de argila foi absorvida por esta ao longo de muito tempo, expandindo-se e levando à abertura das fraturas, aumento de tensão e posterior queda dos blocos. Como consequência ao túnel esteve fechado mais de 3 meses. Todo o sistema de revestimento teve de ser substituído e reforçado adicionalmente.



Figura A.I.26 - Primeiro colapso da abóbada do túnel. (Wong K. L., 2012)

Aprendeu-se a valorizar o mapeamento e classificação geológica assim como a identificar os minerais causadores de expansão para melhor poder dimensionar o revestimento para resistir a estes fenómenos a longo prazo, em especial em rochas fraturadas. (Wong K. L., 2012)

Caso 39

Nome do túnel: Túnel de Nikkure-yama, parte da autoestrada Jōshin-etsu, Japão

Data do acidente: 2003

Tipo de terreno: Rocha sedimentar formada por argila consolidada (*mudstone*).

Descrição: O método de escavação utilizado foi betão projetado com suporte primário de cambotas metálicas (NATM). Uma avalanche de material contendo cascalho e água entrou pela frente de escavação a 900 m da entrada do túnel. Uma enorme cratera formou-se à superfície, 130 m acima da abóbada do túnel. As causas apontadas foram a água no maciço com pressão hidráulica elevada, o decréscimo da espessura da camada

sedimentar, e a passagem de água que poderá ter sido facilitada com a abertura de um furo de sondagem. Este acidente deu origem a dois anos de atraso nos trabalhos. Como medidas de correção foi preenchida a chaminé com betão leve, foi injetado grouting na abóbada do túnel, na zona do acidente e efetuada a drenagem da água do túnel. (Wong K. L., 2015)

Caso 40

Nome do túnel: Expansão da linha de metro de Xangai, linha número 4, China

Data do acidente: 2003

Tipo de terreno: Maciço macio com presença de água

Descrição: Dois túneis paralelos estavam sendo escavados por baixo do rio Huangpu, com utilização de tuneladora pelo método de *Earth Pressure Balance*. Uma falha na máquina de congelamento do solo ocorreu durante a construção de um cruzamento aos dois túneis do metro paralelos entre si.

Devido à paragem da máquina de congelamento do solo, deu-se a entrada massiva de água e material de escavação na face do túnel a 35 m de profundidade. Deu-se a subsidência do terreno, que atingiu vários metros de altura. Edifícios de escritórios de grande altura foram danificados e um dique de cheias do rio severamente danificado. (Wong K. L., 2012)

Caso 41

Nome do túnel: Kaohsiung Rapid Transit, Taiwan

Data do acidente: 10-08-2004

Tipo de terreno: Areias Siltosas

Descrição: Ocorreram 4 colapsos no túnel, em diferentes datas (29 de Maio, meados de Junho, 13 de Julho e 10 de Agosto no ano de 2004). Provocaram danos severos nos edifícios da

envolvente do túnel, necessidade de evacuação de pessoas e habitações. Interrupção no abastecimento de água e eletricidade aos edifícios vizinhos e suspensão de trabalhos. A causa possível referida foram as más condições do terreno e a existência de água no maciço. (Wong K. L., 2012)

Caso 42

Nome do túnel: Túnel ferroviário do Rossio, Portugal.

Data do acidente: 22-10-2004

Tipo de terreno na zona do acidente: Calcário com margas (rochas brandas a rijas).

Descrição: Túnel ferroviário que liga Lisboa a Sintra. Foi construído entre 1887 e 1890. Tem 2613 m de comprimento, vence um desnível de 25 m. A secção possui um vão livre de 8 m, com uma abóbada circular com um raio de 4 m. O revestimento do túnel é em alvenaria de tijolo maciço, na secção abobadada e alvenaria de pedra nos hasteais com 0,80 m de espessura.

A 22 de Outubro de 2004, o túnel fechou à circulação devido à excessiva deformação da abóbada ao ponto quilométrico, Pk 2+020. Deu-se início à reabilitação do túnel. Foi verificada a entrada de água através do revestimento, a deformação excessiva do revestimento, a alteração superficial da alvenaria de tijolo e de pedra dos hasteais e respetiva argamassa. A redução do gabarito e a evidência de quedas de tijolos em algumas zonas. Procedeu-se à demolição da alvenaria existente e a sua substituição por uma secção fechada em betão armado. Esta secção implicou a montagem de cambotas metálicas provisórias, a remoção com roçadora da alvenaria existente, a construção de um suporte provisório da abóbada do túnel com utilização de enfilagens e posteriormente a instalação de cambotas metálicas definitivas e a execução do revestimento em betão armado com sistema de impermeabilização. O

túnel reabriu ao tráfego a 16 de Fevereiro de 2008. (Gomes, 2008)



Figura A.I.27 - Mudança de cor dos materiais do revestimento inicial do túnel (Gomes, 2008)



Figura A.I.28 - Deformação da abóbada do túnel (Gomes, 2008)



Figura A.I.29 - Execução das enfilagens (Gomes, 2008)



Figura A.I.30 - Sistema de impermeabilização executado (Gomes, 2008)

Caso 43

Nome do túnel: Hsuehshan Tunnel, Taiwan

Data do acidente: 1991-2004

Tipo de terreno: Rochas fraturadas.

Descrição: Túneis principais com 12,9 km e 4,8 m de diâmetro. Construção de três túneis, dois principais paralelos entre si escavados com recurso a tuneladora e um túnel piloto entre ambos, escavado com recurso a perfuração, detonação.

O túnel de Este sofreu 28 colapsos ao longo da sua construção, em Maio de 1993 um dos colapsos afetou 56 edifícios vizinhos e 73 famílias. O túnel de Oeste foi seriamente afetado quando a tuneladora ficou severamente danificada com a entrada de água com um caudal superior a 45000l/min. O túnel piloto sofreu 8 colapsos e 13 paragens de trabalhos. As causas prováveis foram a geologia encontrada, composta por rochas bastante fraturadas e com entradas de água bastante consideráveis e 6 falhas geológicas encontradas ao longo do alinhamento do túnel. No túnel de Oeste faleceram 11 pessoas. (Wong K. L., 2012)

Caso 44

Nome do túnel: Expansão da linha de metro número 5 do metro de Barcelona, Espanha

Data do acidente: 27-01-2005

Tipo de terreno: Ardósia e rochas metamórficas saturadas.

Descrição: O túnel estava sendo escavado com a utilização da técnica de escavação NATM. Deu-se a formação de uma cratera à superfície com 30 m de diâmetro e 32 m de profundidade, devida ao colapso de parte do revestimento do túnel. A causa do acidente foi uma falha vertical “escondida”, situada a cerca de 1 m atrás do revestimento de betão projetado. Dois edifícios de espaços comerciais tiveram de ser demolidos e mais de 50 famílias realojadas. Como medida preventiva recorreu-se a selagem do espaço vazio com grouting utilizando cerca de 2000 m³. A secção do túnel foi preenchida com cerca de 18000 m³ de grouting, através de furos horizontais na frente de escavação e de cinco furos desde a superfície. (Wong K. L., 2015)

Caso 45

Nome do túnel: Metro de Lausanne, M2 Tunnel, Suíça

Data do acidente: 22-02-2005

Tipo de terreno: Rocha sedimentar de origem glacial

Descrição: Túnel com 6 km de comprimento, 10 m de largura e 7 m de altura. Deu-se o colapso do túnel quando estava sendo escavado por um meio mecânico com cabeça de corte rotativa, roçadora, em solo brando. 50 m³ de material foram deslocados para o interior do túnel de forma repentina, provocando uma cratera 12 m acima, na superfície. A causa apontada foi o facto de a escavação ter entrado numa bolsa de rocha sedimentar glacial, que originou a entrada repentina de material para o interior do túnel. Não foram reportados feridos, mas na zona foram evacuados, dois edifícios de habitação, caves, um supermercado e uma zona de restauração, por questões de segurança. Como medida preventiva foram construídos 11 pilares de grouting à frente da face escavada, para reforçar o solo e prevenir novas entradas de material para o interior do túnel. O

espaço vazio foi preenchido com 800 m³ de areia de vidro, produto resultante da reciclagem do vidro. (Wong K. L., 2012)



Figura A.I.31 - Aspeto da cratera e danos provocados nos edifícios vizinhos. (Wong K. L., 2012)

Caso 46

Nome do túnel: Túnel de São Gotardo, Suíça

Data do acidente: Junho de 2005

Tipo de terreno: Maciço rochoso bastante variado.

Descrição: Os trabalhos de escavação deste duplo túnel ferroviário iniciaram-se em 1999, tendo-se prolongado até 15 de Outubro de 2010, quando as duas frentes de escavação se encontraram e totalizaram assim 57 km de túnel escavado, num sentido. Contabilizando os dois túneis são mais de 114 km de túnel em rochas que variam entre muito duras e macias granulares como açúcar. A 30 de Março de 1996, durante um furo de sondagem, água com uma pressão de 150 bar causou a afluência de 1400 m³ de dolomite granulada, descrita na literatura estrangeira como *sugar-grained dolomite*, através de um furo de 100 mm. A tuneladora utilizada para efetuar o furo exploratório foi recuperada e a frente perfurada foi selada com uma parede de betão com 8 m de espessura. Em Junho de 2005, deu-se o maior

atraso na obra quando a tuneladora do túnel Ocidental ficou presa no maciço devido à entrada de água e rocha pela frente de escavação. A área à frente da cabeça de corte solidificou devido à injeção de cimento e bentonite. Apenas em Novembro de 2005 a tuneladora foi libertada após a construção de um túnel auxiliar que a libertou pela frente da cabeça de corte. Uma outra dificuldade ultrapassada neste túnel foi a zona de escavação conhecida como Piora Basin, uma zona de chaminé preenchida com água e dolomite granular bastante fina. Para ultrapassar esta zona foi executado um túnel auxiliar com 5,5 km onde foram executados vários furos de sondagem que resultaram no acidente descrito atrás mas que puderam confirmar e assegurar a passagem segura da tuneladora Sissi, a 12 de Outubro de 2008, seguida pela outra tuneladora de nome Heidei. (Herrenkenth AG, 2010) (Tunnel Talk, 2008)

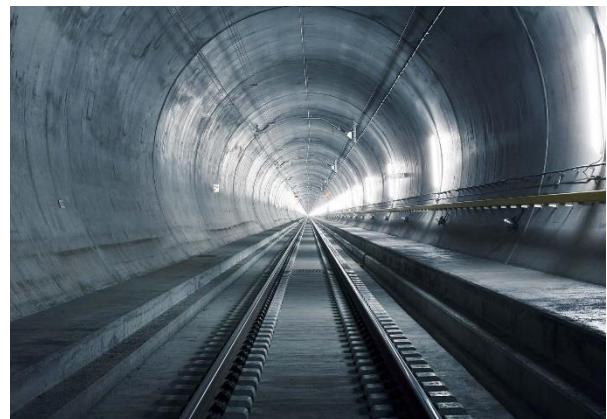


Figura A.I.32 - Aspeto do interior do túnel ferroviário de São Gotardo com linha férrea única por sentido. Este túnel terá um tráfego estimado de 220 a 260 comboios por dia. (Grey, 2016)

Caso 47

Nome do túnel: Kaohsiung Rapid Transit Tunnel, Taiwan

Data do acidente: 04-12-2005

Tipo de terreno: Areias siltosas e argila de baixa plasticidade

Descrição: Segundo descreve (Rao) no seu livro, por volta das 15 horas e 30 minutos de 4 de Dezembro de 2005, quando se procedia à

escavação da última parte de um poço para servir de reservatório de água situado a 4,95 m desde a soleira do túnel e a 35 m abaixo da superfície, num corredor de ligação entre dois túneis do metro de Kaohsiung em Taiwan, uma pequena parte da parede Sul colapsou.

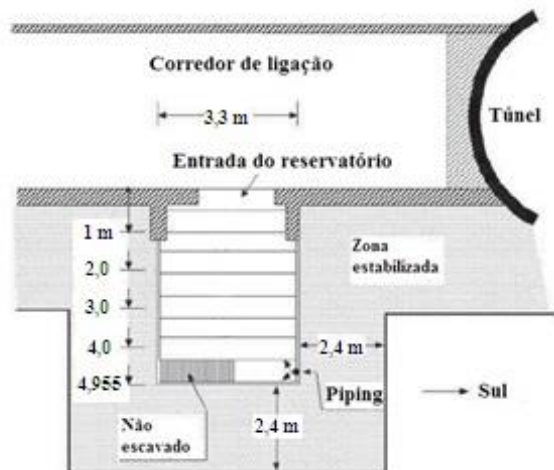


Figura A.I.33 - Esquema da escavação do reservatório e origem do acidente. Modificado de (Rao)

Estima-se que tenha sido uma parte com um diâmetro de 30 cm, por onde começou a entrar água e solos bastante moles para o interior do poço escavado. Posteriormente os solos com consistência fluída afluíram ao túnel pelos espaços entre as vigas metálicas que serviam de suporte ao poço e propagou-se ao corredor de ligação entre os túneis, que tinha sido escavado com a utilização da técnica NATM e aos túneis do metro, escavados com tuneladora e com recurso ao método *Earth Pressure Balance*. Duas horas após, surgiram fendas no tecto do túnel Sul, devido à subsidência dos anéis do túnel na direção longitudinal. À superfície formou-se uma cratera com 50 m de comprimento, 30 m de largura e 10 m de profundidade, assim como resultaram danos em 100 m de extensão do túnel e seus equipamentos, assim como em edifícios situados a 20 m de distância do túnel. Uma rua principal teve de ser encerrada durante uma semana e a circulação de comboios temporariamente suspensa na estação próxima (Wong K. L., 2015).

Este acidente deveu-se ao fenómeno conhecido como *piping*, erosão interna dos solos que naquela zona são maioritariamente constituídos por areias siltosas com camadas ocasionais de argila de baixa plasticidade até aos 40 m de profundidade (Rao). O acidente deu-se a 33 m de profundidade, durante a escavação de uma ligação transversal entre os dois túneis paralelos entre si. À superfície formou-se uma cratera com 50 m x 30 m x 10 m de profundidade, final.



Figura A.I.34 - Cratera superficial originada.

Como consequência levou ao encerramento durante uma semana de uma estrada principal de circulação de camiões, à suspensão de uma linha ferroviária. Cerca de 100 m do túnel ficaram danificados e foi detetada fissuração em 20 edifícios vizinhos. A solução para este acidente foi onerosa. (Wong K. L., 2012)

Caso 48

Nome do túnel: Túnel Sambongihara, Japão.

Data de construção: 2005

Tipo de terreno: Terreno arenoso com presença de estratos de argila e nível freático situado 15 m acima da abóbada do túnel.

Descrição: Túnel ferroviário com 4280 m escavado pelo método NATM. Faz parte da linha Tohoku Shinkansen, a linha ferroviária mais longa do Japão, onde circulam comboios de alta velocidade. Liga Tóquio e Hachinobe. Tem 10,5 m

de largura, 5,25 m de altura, uma cobertura média de 23 m e máxima de 45 m. Ao longo da construção verificou-se liquefação do solo arenoso e verificaram-se alguns colapsos da frente de escavação por instabilidade gerada pelas forças de percolação. Na pesquisa efetuada para esta dissertação não se encontrou referências a acidentes devido à ação da água, neste túnel, uma vez que os colapsos que ocorreram estavam devidamente previstos e foram controlados. (Konishi S. T., 2005) (East Japan Railway Company, 2016)

Caso 49

Nome do túnel: Túnel do projeto “Nedre Romerike water treatment plant, crude water and potable water Tunnels”, Noruega

Data do acidente: 2005

Tipo de terreno: Gneisse (rocha metamórfica)

Descrição: Os trabalhos de escavação e finalização dos túneis foram terminados em 1980. Tratam-se de dois túneis com 3 m de diâmetro para abastecimento de água potável e transporte de água ainda não tratada. Em algumas zonas o Gneiss estava bastante fraturado e parcialmente preenchido por argila. Ao longo de 25 anos, as falhas geológicas desenvolveram-se levando à queda de blocos de rocha. Uma queda de rocha aconteceu no túnel de transporte de água ainda sujeita a tratamento no Inverno de 2005. Dois bloqueios do túnel voltaram a acontecer em 2007 quando ocorreu a queda de 200 m³ de rocha para o interior do túnel e entre 30 a 40 m³ no segundo bloqueio.



Figura A.I.35 - Dimensão do colapso (Wong K. L., 2012)

O acesso ao interior do túnel de água não tratada, para reparação teve de ser feito por mergulhadores e o desbloqueio de forma manual, pela impossibilidade de acesso de máquinas. Como causas deste acidente apontaram-se o não mapeamento correto das zonas de falhas geológicas que continham argila, resultando num suporte desadequado dos blocos de rocha do túnel. A humidade elevada existente no túnel poderá ter dado origem à expansão da argila e consequente queda dos blocos de rocha. 150000 pessoas foram afetadas pela interrupção no fornecimento de água. (Wong K. L., 2012)

Caso 50

Nome do túnel: Kowloon Southern Link Contract KDB 200, Canton Road, Hong Kong

Data do acidente: 21-10-2006

Tipo de terreno: Terreno misto com presença de depósitos marítimos de silte, areia, argila e cascalho (aluvião). Granito bastante decomposto. Água poucos metros abaixo da superfície.

Descrição: Construção de dois túneis ferroviários paralelos. O método construtivo foi a utilização de tuneladora com recurso à injeção de lamas bentoníticas. Ocorreu o escorrimento de solos com consistência fluída e deu-se a perda de

suporte do material, devido à perda de pressão na frente de corte da tuneladora. Formou-se uma cratera com 3 m de largura, 3,5 m de comprimento e 3 m de profundidade, próximo de uma estrada principal e de uma refinaria de gás. (Wong K. L., 2015)

Caso 51

Nome do túnel: Projeto hidroelétrico Kárahnjúkar, Islândia.

Data do acidente: 2007

Tipo de terreno: Maciço rochoso

Descrição: Construção de 60 km de túneis para o projeto hidroelétrico Kárahnjúkar. Estes túneis foram escavados em zonas onde existia muita presença de água, estando previstas medidas executivas para lidar com este condicionamento. Apesar disso, num dos túneis teve parar-se a escavação com recurso à utilização de tuneladora e continuar o restante 1,12 km do túnel com recurso à utilização de explosivos.

Os caudais afluentes situavam-se entre 50 l/s até ao caudal de pico de 1000 l/s com pressões até 8 bar. (Wallis S. , Tunnel Talk, 2008)



Figura A.I.36 - Afluência extrema de água ao interior do túnel no projeto hidroelétrico Kárahnjúkar

Caso 52

Nome do túnel: Headrace tunnel of Gilbel Gibe II Hydro project, Etiópia

Data dos acidentes: Outubro 2006 e Janeiro 2010

Tipo de terreno: Maciço rochoso

Descrição: Túnel com 26 km de extensão, incluído num projeto de irrigação, escavado com uma tuneladora de 8,10 m de diâmetro. Escavado sob água e solo mole, com excesso de pressão. O primeiro colapso aconteceu em Outubro de 2006. O solo mole com excesso de pressão (40 bar) fez empurrar a tuneladora para trás, e fez cair sete anéis do revestimento do túnel entretanto já instalados.

O segundo colapso aconteceu em Janeiro de 2010, quando a cobertura do túnel era de 800 m. Deu-se a queda de rocha devida à perturbação introduzida pela escavação que provocou danos em equipamentos, e deu-se a formação de uma cratera com 30 m de diâmetro e 40 m de profundidade, à superfície. Estimou-se em 8500 m³ a entrada de material para o interior do túnel. Estas rochas caíram devido à presença de água com elevada pressão na fissuração que existia entre elas. A água e o solo mole, com pressão excessiva provocaram também o rompimento do revestimento instalado. Como lição verificou-se que o revestimento não caiu nas zonas de junta dos anéis e que a utilização de anéis em forma de hexágono pode prevenir o colapso progressivo do revestimento. (Wong K. L., 2015)

Caso 53

Nome do túnel: Linha de metro número 5 de Guangzhou, China

Data do acidente: 17-01-2008

Tipo de terreno: Maciço com presença de aquífero

Descrição: Construção de um túnel de ligação entre dois túneis escavadas com tuneladora. Colapso do túnel de ligação com consequente abertura de cratera à superfície com área superior a 100 m². A entrada de água do terreno no túnel foi a

causa provável indicada para o colapso. Como medida de reparação a cratera foi preenchida com betão. (Wong K. L., 2012)



Figura A.I.37 - Cratera superficial (Wong K. L., 2012)

Caso 54

Nome do túnel: Túnel de esgotos da rua Langstaff, Toronto, Canadá

Data do acidente: 02-05-2008

Tipo de terreno: Areias muito finas e siltes debaixo do nível freático

Descrição: O túnel foi escavado com a utilização de tuneladora e pelo método de *Earth Pressure Balance*. A origem do acidente foram as escovas de aço danificadas na tuneladora. Cerca de 1800 m³ de solos moles fluíram durante 48 h para o interior do túnel, levando a que a tuneladora sofre-se um assentamento superior a 3 m e levou o túnel ao colapso, com surgimento de uma cratera à superfície. Uma das causas indicadas foram as areias muito finas e os siltes, saturados com água em sobressatuação de 1,5 bar. A tuneladora foi dada como perdida e foi construída 300 m atrás uma parede para controlo da entrada de água. Como medidas adotadas para reparação do acidente destaca-se a estabilização da subsidência com enchimento de areia. A rede de abastecimento de água da rua teve de ser reparada e a rua repavimentada. (Wong K. L., 2012)

Caso 55

Nome do túnel: Túnel Blanka, República Checa

Data dos acidentes: 20-05-2008, 12-10-2008, 06-07-2010

Tipo de terreno: Rocha situada abaixo do nível freático.

Descrição: O método construtivo utilizado foi o NATM. O primeiro incidente deu-se devido a uma massa de rocha instável que se deslocou na face de escavação devido à entrada de água. Formou-se uma cratera superficial com 15 m de profundidade no parque Stromovka, maior parque verde da cidade de Praga. No segundo acidente voltou a formar-se nova cratera com a mesma profundidade no mesmo parque, com um diâmetro de 30 m e cuja causa é apontada como sendo uma falha estrutural da massa de rocha numa folha de falha.



Figura A.I.38 - Cratera formada nas imediações de edifícios (RMC, 2010)

No terceiro acidente resultou uma cratera com 15 m de diâmetro na vizinhança dos edifícios do Ministério da Cultura. A verdadeira causa deste terceiro acidente é desconhecida, estando apontada a instabilidade das paredes de suporte temporárias como causa do acidente. No terceiro acidente um operário teve de ser resgatado. Estes acidentes resultaram em custos adicionais e atrasos dos trabalhos programados. (Wong K. L., 2015)

Caso 56

Nome do túnel: Túnel de metro de Hangzhou, China

Data do acidente: 15-11-2008

Tipo de terreno: Maciço macio com presença de aquífero

Descrição: Túnel escavado a céu aberto com recurso à técnica de escavar e cobrir (*cut and cover*). Deu-se a rotura e colapso das paredes de contenção, formando uma zona com 21 m de comprimento e 16 m de profundidade. Existência de entrada de água do rio próximo, após o colapso das paredes. Uma conduta de abastecimento com 600 mm de diâmetro ficou danificada e essa água entrou para o túnel. Uma secção com 75 m de comprimento de uma rua colapsou, 11 veículos caíram na cratera com 16 m de profundidade, 8 pessoas faleceram, 13 ficaram desaparecidas, e 11 ficaram feridas. Dois cabos de alta tensão 110kV ficaram danificados. (Wong K. L., 2012)

Caso 57

Nome do túnel: Túnel número 3 do Lago Mead, E.U.A.

Início da construção: 2008

Tipo de terreno: Rochas metamórficas e sedimentares de qualidade variável.

Descrição: Este túnel situado na barragem de Hoover, a barragem que abastece de água potável 90% da população de Las Vegas, foi escavado com recurso a tuneladora num maciço composto por rochas fraturadas. Tem uma extensão de 4700 m e um diâmetro de 7, 22 m.

A presença de água com elevada pressão hidráulica era esperada devido à localização do túnel 139 m abaixo do nível do lago. A origem da água que afluiu ao túnel na sua construção foi o lago. A água foi considerada como um perigo potencial devido ao elevado risco que apresentava em formar chaminés na frente de escavação ou

inundar o túnel. Foi utilizada uma tuneladora com escudo capaz de escavar em modo escudo fechado ou aberto, para fazer face à instabilidade da frente de escavação. Em modo aberto os escombros eram retirados com recurso a um transportador. Em modo fechado, o transportador era recolhido e a tuneladora aplicava bentonite pressurizada que contrabalançava com a pressão hidrostática das forças de percolação da frente de escavação e estabilizava a frente do túnel. Foi a primeira vez que se utilizou uma tuneladora com escudo fechado para vencer pressões hidráulicas superiores a 14 bar. Outra das dificuldades encontradas foi a afluência de água pela frente de escavação, através das rochas com elevada permeabilidade e fraturas, que chegou às centenas de metros cúbicos por hora. Assim foi necessário reduzir o caudal afluyente para níveis de pressão hidráulica que permitissem a continuação da escavação, em segurança. (Anagnostou G. , 2014) (Southern Nevada Water Authority, 2016) (Dywidag, 2016)

Caso 58

Nome do túnel: Linha de metro, Norte-Sul de Colónia, Alemanha

Data do acidente: 03-03-2009

Tipo de terreno: Aquífero com depósitos de areia e cascalho (depósitos do quaternário do Reno).

Descrição: Construção com recurso a tuneladora e ao método escavar e cobrir, para as paredes diafragma. O nível freático estava situado entre 8 a 10 m de profundidade com flutuações sazonais. A base das paredes diafragma estavam fundadas entre 37 a 40 m de profundidade.

A soleira do túnel encontrava-se sob alta pressão e a perda de capacidade resistente do solo criou um vazio que se prolongou por detrás das paredes diafragma até à superfície. Levou ao colapso o edifício do arquivo histórico da cidade e ao colapso parcial de dois edifícios de

apartamentos. Tiveram de ser evacuadas 80 famílias em 10 edifícios, tendo duas pessoas perdido a vida. Como lição aprendeu-se a ter em atenção o gradiente hidráulico abaixo do seu valor crítico, para situações em que existam flutuações sazonais do nível freático. (Wong K. L., 2015)



Figura A.I.39 - Colapso de edifício do Arquivo histórico (Wallis S. , *Tunnel Talk*, 2010)

Caso 59

Nome do túnel: Brightwater Tunnel, Seattle, Estados Unidos da América

Data do acidente: 08-03-2009

Tipo de terreno: Depósitos glaciares abrasivos compostos por areia e cascalho, siltes, areia e argila debaixo de água em excesso de pressão.

Descrição: Este túnel estava sendo escavado com uma tuneladora com utilização do método de injeção de lamas bentoníticas para reforço da resistência do solo. Abertura de uma cratera com 4,5 m por 9 m, no acesso rodoviário a uma moradia.

Como causas do acidente apontam-se que poderá ter sido influenciado pela elevada pressão da água do nível freático, assim como pela inexperiência do operador da tuneladora na utilização deste método e em controlar a quantidade de material a escavar em cada avanço da tuneladora. Ou ainda o encontro com uma rocha na face da tuneladora que parou a injeção de material sem contudo diminuir a extração, o que

poderá ter causado a sobrecavação. (Wong K. L., 2015)



Figura A.I.40 - Abertura de cratera no acesso a moradia. (Wong K. L., 2015)

Caso 60

Nome do túnel: Metro do Cairo, Egipto

Data do acidente: 03-09-2009

Tipo de terreno: Solo argilo-arenoso por baixo de uma camada de areia muito macia e permeável, por sua vez com uma camada de 8 metros de espessura de terreno misto, até à superfície.

Descrição: Túnel com 9,4 m de diâmetro, escavado com tuneladora e pelo método de utilização de lamas bentoníticas. O primeiro acidente deu-se quando um segmento do anel de revestimento se deslocou, permitindo a entrada de água e solo para o interior da tuneladora e do túnel. Levou ao colapso do túnel e abertura de uma cratera à superfície.



Figura A.I.41 - Cratera formada no acidente do metro do Cairo. (Wallis S. , *Tunnel Talk*, 2010)

Posteriormente deu-se novo colapso após a intervenção para correção do primeiro acidente, devido ao escorrimento do betão introduzido no túnel. O elevado peso volúmico dos mais de 1000 m³ de betão utilizados, sobre um solo mole e com presença de um lençol freático, levou ao segundo colapso do túnel. Perdeu-se a tuneladora, um veículo estacionado num parque, deslizou para o interior da cratera com 15 m de largura, 20 m de comprimento e 20 m de profundidade. Tiveram de ser evacuadas 80 famílias, em dez edifícios. (Wong K. L., 2012)

Caso 61

Nome do túnel: Túnel de esgotos da aérea portuária de Hong-Kong, China.

Data de construção: 2009

Tipo de terreno: Solo macio com predominância de siltes finos, areia e areia argilosa.

Descrição: Ligação entre dois túneis de esgotos escavado a 30 m de profundidade. Um com 4 m de diâmetro e 235 m de comprimento e o outro com aproximadamente 15 m de comprimento. Dividia-se em duas partes, a parte mais extensa foi escavada com uma tuneladora com escudo fechado e outra parte, a mais pequena foi escavada através de método convencional.

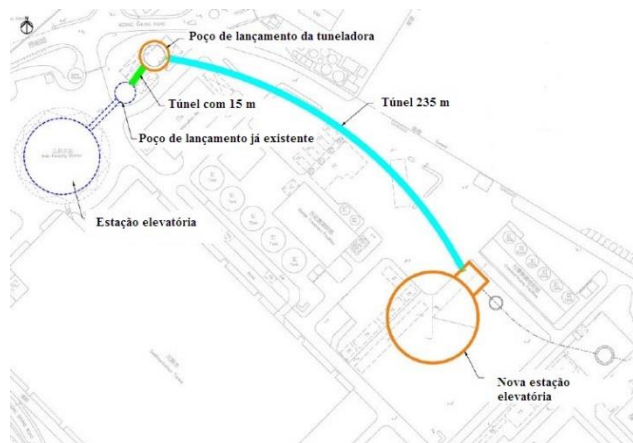


Figura A.I.42 - Planta dos túneis construídos (Leung, 2012)

Para a instalação da tuneladora, recorreu-se ao congelamento do solo na zona de entrada da tuneladora, para conferir-lhe ao solo maior capacidade resistente, e também como forma de impedir a passagem da água para o poço de instalação da tuneladora, uma vez que através do solo congelado, a passagem de água é muito baixa. Nesta zona os materiais predominantes eram argila de aluvião e areia, e na abóbada do túnel depósitos marinhos. Para a obtenção do bloco de solo congelado mostrado na Figura A.I.43, efetuou-se o seguinte método construtivo; primeiro instalaram-se três alinhamentos de tubos verticais desde a superfície. Cada linha estava distanciada entre si em 1 m e os tubos estavam distanciados entre si em oitenta centímetros. Iniciou-se o congelamento do solo com uma temperatura de -28°C. A temperatura de congelamento obtida no solo foi de -16°C. Após o congelamento do solo, removeu-se a parede do poço de bombagem na zona de entrada do túnel mais extenso. Depois foi instalada a tuneladora com a face colocada junto ao bloco de solo congelado.

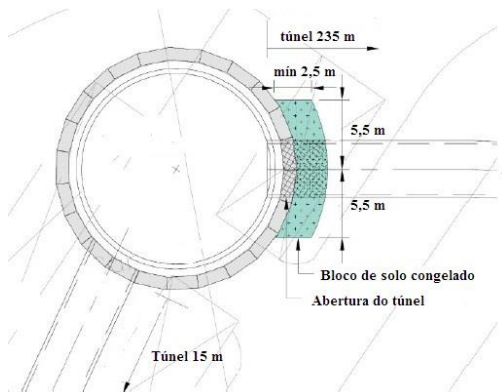


Figura A.I.43 - Esquema do bloco de solo congelado e poço de entrada da tuneladora. (Leung, 2012)

Posteriormente procedeu-se ao levantamento dos tubos de congelação para permitirem a passagem da tuneladora, mantendo-se no entanto o processo de congelação. Com o avanço da tuneladora foi procedendo-se à injeção de grouting no terreno em torno na zona a escavar, desde a superfície através de tubos pré-instalados. Seguidamente foi instalado o primeiro anel de revestimento do túnel. Aumentou-se a temperatura nos tubos de congelação para estes poderem ser removidos do solo, enquanto se controlava os assentamentos do degelo com injeção de grouting. Para o início da construção do túnel de menor extensão, utilizou-se um processo similar, mas com contenção e suporte do terreno a ser efetuada com cambotas metálicas e betão projetado.

Esta técnica construtiva utilizou como agente de congelamento, salmoura ao invés do tradicional nitrogénio líquido. Ficou provado também que este agente é uma alternativa viável, a este segundo agente.



Figura A.I.44 - Aspeto dos tubos e furos verticais de congelação á superfície. (Leung, 2012)

Caso 62

Nome do túnel: Shenzhen Express Rail Link, China

Data do acidente: 27-03-2011, 04-05-2011, 10-05-2011

Tipo de terreno: Solo (não especificado o material).

Descrição: Túnel escavado com uma tuneladora entre 22 m e 26 m de profundidade. Uma cratera com 7 m de diâmetro e 10 m de profundidade formou-se num campo de futebol. O seu interior ficou preenchido com solos moles e bolhas de ar. Deveu-se a uma alteração do perfil geológico de uma rocha fraturada para rocha altamente fraturada/decomposta. A segunda cratera forma-se perto desta com 10 m de diâmetro a 4 de Maio. As chuvas intensas e o facto do solo próximo do primeiro acidente não estar devidamente consolidado são apontadas como as causas do acidente. A terceira cratera com 7 m de profundidade formou-se a 10 de Maio, aquando da mudança dos discos de corte da tuneladora. A existência de um lençol de drenagem e de camadas de material soltas devidas à elevada infiltração são dados também como causa do acidente. (Wong K. L., 2012)

Caso 63

Nome do túnel: Túnel subaquático da refinaria de Mizushima, Japão

Data do acidente: 14-02-2012

Tipo de terreno: Areia macia e silte.

Descrição: Túnel escavado com tuneladora pelo método de *Earth Pressure Balance*. Este túnel tinha 5 m de diâmetro e 800 m de comprimento. Escavado 26 m abaixo do fundo do mar para alojar a ligação em gasoduto entre duas refinarias situadas em lados opostos do canal marítimo do porto de Kurashiki.



Figura A.I.45 - Localização aproximada da passagem do túnel. (Wong K. L., 2015)

O acidente aconteceu devido ao colapso de um ou dois anéis do segmento de revestimento com 160 mm, do túnel. Deu-se a entrada de água do mar no interior do túnel que levou à suspensão da obra. Uma cratera subaquática com 19 m de diâmetro foi encontrada na frente da tuneladora. Seis operários perderam a vida. (Wong K. L., 2015)

Caso 64

Nome do túnel: Hengqin Tunnel, Macau

Data do acidente: 19-07-2012

Tipo de terreno: Aterro marítimo

Descrição: Túnel rodoviário com 4 filas de trânsito, 1,57 km de extensão e construído com a utilização do método escavar e cobrir.

O acidente deu-se devido à rotura de uma parede lateral do túnel, com consequente queda do material do terreno circundante para o interior do mesmo.

As causas apontadas como prováveis causadoras do acidente foram, a subida do nível freático devido às chuvas intensas, e à ação da água na base das fundações da parede de contenção, efetuadas em solos de fraca capacidade resistente. Perderam-se 5 equipamentos pesados de construção e a progressão dos trabalhos foi afetada. (Wong K. L., 2012)

Caso 65

Nome do túnel: Túnel Sasago, Japão

Data do acidente: 02-12-2012

Tipo de terreno: Sem relevância para este acidente

Descrição: Túnel rodoviário duplo de autoestrada. Tem cerca de 4,5 km e foi construído em meados de 1970, abrindo ao trânsito em 1977.

O acidente deu-se devido à queda do tecto, de cerca de 300 painéis de revestimento das condutas de ventilação, com cerca de 1200 kg cada. Suspeitou-se da deterioração das ligações aparafusadas dos painéis ao tecto do túnel. Faleceram 9 pessoas e 2 ficaram feridas, além dos danos materiais em veículos.

Como medida preventiva o governo Japonês, ordenou a imediata inspeção de 49 túneis no país com revestimento semelhante. Deste acidente aprendeu-se que os trabalhos de manutenção e inspeção, principalmente em túneis antigos é bastante importante. A última inspeção a este túnel havia sido realizada em Setembro desse ano (Wong K. L., 2015) (Voa news, 2012) (CNN, 2012) (Japan Society of Civil Engineers, 2013)



Figura A.I.46 - Colapso do revestimento do túnel, por deterioração das ligações aparafusadas. (*Japan Society of Civil Engineers*)

Caso 66

Nome do túnel: Linha de Metro número 3 de Shaanxi, Xi'an, China

Data do acidente: 06-05-2013

Tipo de terreno: Solo (não especificado).

Descrição: Túnel de linha de metro.

O acidente deu-se pelas 2 h e 40 minutos, numa secção do túnel, por formação de uma chaminé.



Figura A.I.47 - Colapso da frente de escavação por formação de chaminé.

Pelo menos duas pessoas faleceram neste acidente, aquando da formação da chaminé que se pode ver na imagem acima. (*China.org.cn*, 2013)

Caso 67

Nome do túnel: Túnel de metro na cidade de Dongguan, Sul da China

Data do acidente: 13-08-2015

Tipo de terreno: Solo

Descrição: O túnel colapsou e deu origem à formação de cratera superficial com danos nos edifícios próximos. Um veículo estacionado caiu na cratera e um operário faleceu. Apesar do acidente ter acontecido em pleno dia, numa zona densamente povoada, e com circulação de pedestres estes não foram apanhados pelo acidente. As redes de serviços instaladas na rua ficaram danificadas.

O acidente deu-se após alguns dias de chuva. Deveu-se à instabilidade do solo. Esta mesma zona já havia sido palco de outros colapsos de menor dimensão, por instabilidade do solo. (Xiaochun, 2015), (Xie, 2015)



Figura A.I.48 - Formação de cratera com danos em edifícios próximos. (Xie, 2015)

Caso 68

Nome do túnel: Túnel da linha de metro Nanakuma na cidade de Fukuoka, Japão

Data do acidente: 08-11-2016

Tipo de terreno: Solo

Descrição: O túnel estava sendo escavado 25 m abaixo da superfície e colapsou por volta das 5 h e 15 minutos perto da intersecção com a estação ferroviária JR Hakata. Deu origem à formação de uma cratera superficial que às seis da tarde possuía 30 m de comprimento, 27 m de largura e 15 m de profundidade. Provocou danos nos edifícios

próximos, afetou as redes de serviços e impediu o normal funcionamento dos serviços próximos do acidente, nomeadamente escritórios, um banco, os multibancos e até o aeroporto da cidade foi afetado devido aos cortes de energia elétrica. A área próxima do acidente foi evacuada. Como causas apontadas para o acidente foram dadas o elevado nível freático na zona, devido à proximidade de um porto e a degradação temporal do sistema de esgotos que passa por cima do túnel em escavação. Não existiram feridos. (Kyodo, 2016) (Parkinson, 2016)



Figura A.I.49 - Pavimento rodoviário destruído em toda a largura da rua. (Kyodo, 2016)



Figura A.I.50 - Redes de serviços afetadas. (Parkinson, 2016)

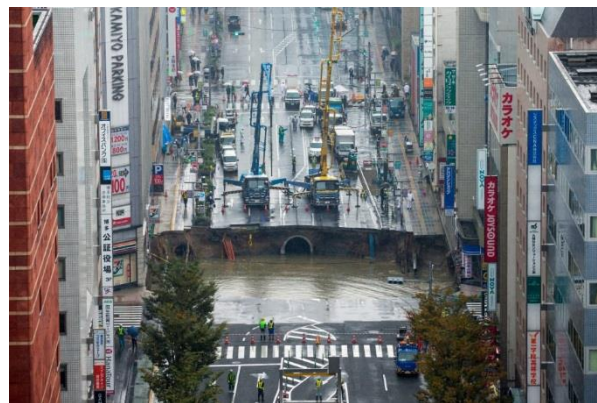


Figura A.I.51 - Preenchimento da cratera com água, após o acidente. (Parkinson, 2016)

Dois dias após o acidente, estava concluída a reparação e reposição do pavimento da rua que abriu ao tráfego alguns dias depois devido à realização das verificações de segurança. (McCurry, 2016)

Anexo II

Equação do Silo

Em escavações de túneis a pouca profundidade o conhecimento da tensão vertical existente à profundidade de escavação assume importância uma vez que a tensão vertical em túneis com pouca cobertura não aumenta linearmente com a profundidade. Nesta situação a tensão vertical assume o mesmo comportamento descrito em silos com armazenamento de material granular. Este comportamento foi descrito pela primeira vez em 1895 por Janssen através da equação do silo.

Janssen considerou um silo com secção circular de raio r e altura z , dado pela Figura A.II.1.

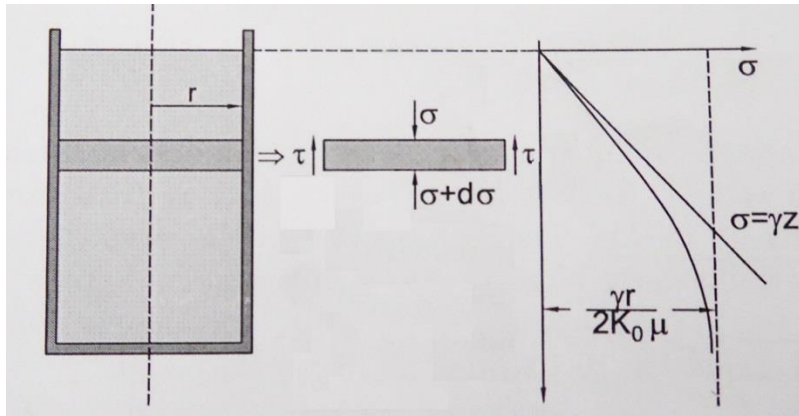


Figura A.II.1 - Representação esquemática do silo considerado, disco e gráfico de tensões atuantes no silo. (Kolymbas, 2005)

Dentro desse silo, considerou um disco com altura dz . Identificou as forças atuantes no mesmo e concluiu que no disco atuam o peso próprio, $\pi \cdot r^2 \cdot \gamma dz$, a tensão na parte superior do disco $\sigma \cdot \pi \cdot r^2$, a tensão na parte inferior do disco $-(\sigma + d\sigma) \cdot \pi \cdot r^2$, assim como a tensão de corte existente ao longo de todo o perímetro, que resulta do contacto entre o disco e as paredes do silo, $-\tau \cdot 2\pi \cdot r dz$. Assumiu que a tensão horizontal σ_h é proporcional à tensão vertical σ , através do coeficiente de impulso em repouso K_0 , assim $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma$. Assumiu também que a fricção entre o disco e as paredes do silo é proporcional à tensão horizontal, $\tau = \mu \cdot \sigma_h$, sendo μ o coeficiente de atrito entre o disco e a parede do silo.

Para o disco se encontrar em equilíbrio, o somatório das forças tem de ser igual a zero. Assim chegou à equação diferencial:

$$\frac{d\sigma}{dz} = \gamma - \frac{2K_0\mu}{r} \sigma \quad (70)$$

Caso a superfície esteja carregada com uma carga uniformemente distribuída q , impondo a condição de fronteira, para $z = 0$, obteve a solução de (70) que dá o valor da tensão vertical em qualquer altura z de um silo:

$$\sigma(z) = \frac{\gamma r}{2K_0\mu} (1 - e^{-2K_0\mu z/r}) \quad (71)$$

No caso de o silo não possuir secção circular, aplica-se a equação (72), onde A é a área, U a circunferência da secção e r o denominado raio hidráulico:

$$\frac{A}{U} = \frac{r}{2} \quad (72)$$

Janssen considerou ainda as ações provocadas pela adesão c_a entre as paredes do silo e o material granular que este suporta, sendo conduzido à equação:

$$\sigma(z) = \frac{(\gamma - 2c_a/r)r}{2K_0\mu} (1 - e^{-2K_0\mu z/r}) \quad (73)$$

Considerou ainda a atuação de uma carga q distribuída uniformemente na superfície. Assim, quando $z = 0$, $\sigma(z = 0) = q$. A ação da carga q atuante na superfície é dada por:

$$\sigma(z) = \frac{(\gamma - 2c_a/r)r}{2K_0\mu} (1 - e^{-2K_0\mu z/r}) + qe^{-2K_0\mu z/r} \quad (74)$$

Janssen considerou ainda que as tensões de corte são mobilizadas devido à existência de deslocamentos relativos suficientemente grandes, entre as paredes do silo e o material que este armazena. Assim se o material estiver a deslocar-se para cima, dentro do silo, o sinal das tensões de corte na parede, inverte, ficando a equação (71) do seguinte modo:

$$\sigma(z) = \frac{\gamma r}{2K_0\mu} (e^{2K_0\mu \frac{z}{r}} - 1) \quad (75)$$

Quais são os mecanismos de rotura?

Quando se procede à escavação de um túnel, num maciço de solo ou rochas brandas a estabilidade da escavação assume maior importância devido ao maior risco de colapso. Este tipo de maciço é encontrado de forma recorrente em túneis com pequena cobertura, normalmente em meios urbanos. Em rochas pouco fraturadas ou solos finos com elevada sobreconsolidação é possível utilizar uma frente de escavação aberta. Por outro lado, em rochas muito fraturadas ou nos restantes solos tal não é possível e tem de recorrer-se à utilização de uma proteção que irá servir como estabilizador da frente de escavação para que esta não entre em rotura e caia para o interior da parte escavada do túnel, causando acidentes ou danificando equipamentos.

Os mecanismos de rotura, utilizados para estudar a estabilidade da frente de escavação baseiam-se no mecanismo de Horn, proposto em 1961, considerando uma metodologia conservadora a nível de segurança e no teorema do limite superior ou teorema estático que descarta mais a segurança.

O mecanismo de Horn, proposto para condições drenadas, estima o valor da pressão a aplicar na frente de escavação baseando-se por sua vez na equação de Janssen. E baseado nele considera-se o equilíbrio limite de uma cunha deslizante na face do túnel. Este mecanismo está representado na Figura A.II.2. A face ABCD da cunha deslizante tem uma área aproximada da área da secção transversal do túnel em análise. A resistência

ao corte nas faces triangulares é definida pelo critério de Mohr-Coulomb, com os parâmetros c' , ordenada na origem “coesão”, e ϕ' , ângulo de resistência interna. As duas faces triangulares, ADE e BCF têm coesão e fricção de acordo com a distribuição da tensão geostática $\sigma_x = K\gamma Z$. A força exercida sobre a superfície CDEF é calculada de acordo com a equação do silo e será esta força que irá mobilizar o deslocamento da cunha definida pelos vértices ABCDEF. O cálculo do valor da pressão de estabilização da face do túnel é obtido pela consideração de equilíbrio da cunha deslizando, variando o ângulo de inclinação desta, até ser máximo.

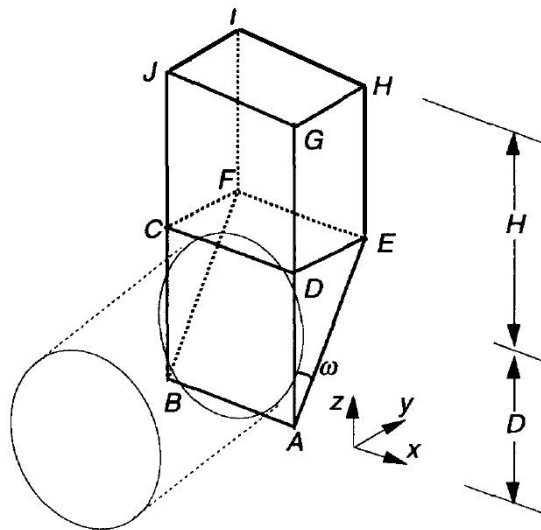


Figura A.II.2 - Mecanismo de colapso proposto por Horn. (Anagnostou G. , 1996)

O teorema da região superior propõe um outro mecanismo de rotura, que se baseia no deslizamento de dois cilindros rígidos de rocha. Através da variação da geometria é possível determinar o valor máximo da pressão de suporte a aplicar na frente de escavação, tal como mostra a Figura A.II.3.

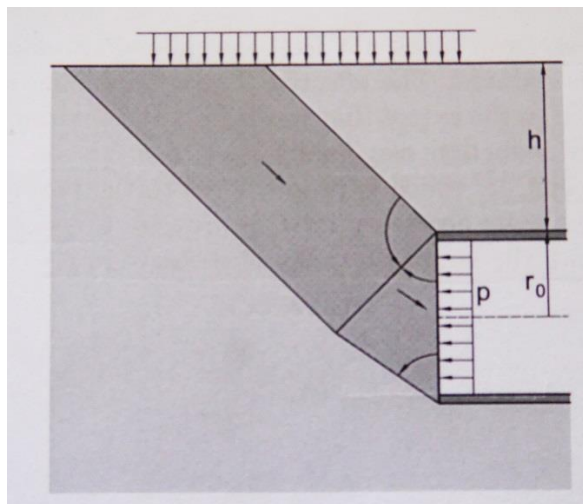


Figura A.II.3 - Representação do mecanismo de colapso pelo teorema da região superior. (Kolymbas, 2005)

Porquê a necessidade de aplicar os métodos de equilíbrio limite?

Através do teorema da região superior, que ignora a condição de equilíbrio, sabe-se que um maciço carregado até um determinado nível de carga, colapsará. De igual forma, através do teorema da região inferior,

que ignora a condição de compatibilidade, sabe-se que um maciço carregado até um determinado nível de carga, não colapsará. Conhecendo estes dois valores dados pelo limite inferior e superior dos carregamentos, sabe-se que o verdadeiro valor da carga de colapso estará entre ambos. Como tal fica-se a conhecer o intervalo no qual se situa a pressão necessária a aplicar na frente de escavação de forma a garantir o equilíbrio sem que exista colapso do material a escavar.

Modelo de Anagnostou e Kovári

Anagnostou e Kovári (1996) basearam-se no modelo tridimensional proposto por Horn em 1961, baseado na teoria de Janssen (1895). Ao modelo de Horn foi acrescentado a consideração da existência do nível freático, e como tal a introdução de variáveis correspondentes. A consideração do nível freático terá influência na consideração do suporte da escavação para conter os deslocamentos da frente, assim como em deslocamentos que possam vir a ocorrer na superfície. Uma maior altura do nível freático fará com que o valor das pressões intersticiais μ seja mais elevado. Tal levará as tensões efetivas σ' a diminuir o que implica que a resistência também diminui e aumenta a deformabilidade, logo existirá maior risco de colapso.

As condições drenadas são consideradas durante a escavação e atendem ao valor da permeabilidade. O solo é idealmente considerado como sendo um material rígido-plástico obedecendo ao critério de Mohr-Coloumb, com os parâmetros atrás indicados. Sob condições drenadas, a tensão de corte mobilizada em cada ponto da superfície de deslizamento é dada por:

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma' \tan\left(\frac{\phi}{F}\right) \quad (76)$$

Sendo F o fator de segurança e σ' a tensão normal efetiva.

A Figura A.II.4 representa o modelo proposto por Anagnostou e Kovári. Neste modelo o raio r da secção circular definida pela geometria circular do túnel corresponde ao valor das arestas do quadrado definido por ABCD. A altura H representa a altura total do prisma situado acima do plano CDEF, até à superfície. H_w é a altura desde o plano CDEF até ao nível freático. O parâmetro anguloso ω representa o ângulo de inclinação da cunha de solo. A pressão máxima a aplicar na frente de escavação é determinada através do equilíbrio da cunha de solo, variando o parâmetro ω .

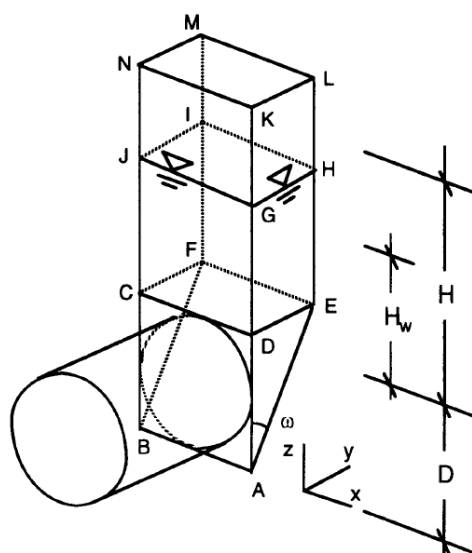


Figura A.II.4 - Modelo proposto por Anagnostou e Kovári. (Anagnostou G. , 1996)

As forças atuantes na cunha de solo, constituída pelos vértices ABCDEF, estão representadas na Figura A.II.5 seguinte:

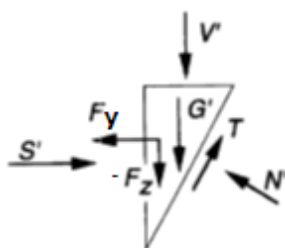


Figura A.II.5 - Forças atuantes na cunha de solo expressas em tensões efetivas. (Anagnostou G. , 1996)

G' representa o peso submerso do solo. A força V' o peso das terras acima do plano CDEF, na interface entre a cunha de solo e o prisma situado acima desta.

As forças de percolação, expressas na Figura A.II.6, forças que resultam da ocorrência de um escoamento num meio poroso, expressam o valor da pressão que a água exerce sobre um elemento de solo durante o escoamento, percolação.

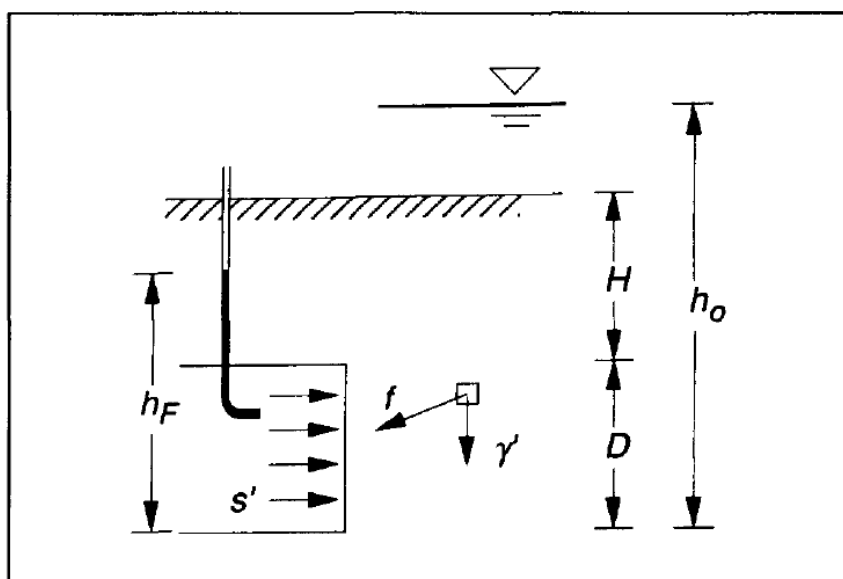


Figura A.II.6 - Representação das forças de percolação f e alturas piezométricas h_f e h_0 . (Anagnostou G. , 1996)

As forças de percolação exercidas pela água presente no maciço sobre a cunha de solo são representadas por F_y e F_z , sendo F_x nulo. A força S' representa a resultante da pressão exercida na face do túnel pelo equipamento de escavação e suporte. N' representa a força normal que é exercida pela tensão normal efetiva na superfície inclinada. A força T representa as forças de corte resultantes que são mobilizadas na superfície de deslizamento inclinada e vertical.

Hipóteses de base

Este modelo foi utilizado para a obtenção do valor das pressões limite a aplicar na frente de escavação, em condições drenadas. Como tal o valor da permeabilidade k , do meio não pode ser muito baixo. Consideram-se condições drenadas quando a permeabilidade é superior a $k = 10^{-7} \text{ m/s}$ - $k = 10^{-6} \text{ m/s}$ e o avanço da escavação situa-se entre 0,1m/h e 1m/h, ou inferior. Esta relação é interdependente, ou seja, para um valor elevado de permeabilidade corresponderá um valor de avanço elevado, assim como para um valor baixo de permeabilidade o avanço terá de ser menor.

Variáveis

A pressão limite s' a impor na frente de escavação para solos com coesão e fricção proposta por Anagnostou e Kovári é dada pela equação (8).

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D} \quad (77)$$

Esta equação é função de variáveis geométricas; diâmetro D e altura de cobertura do túnel H . Variáveis mecânicas; coesão c , peso volúmico do solo seco γ_d e ângulo de resistência interna φ . Variáveis hidráulicas; altura piezométrica na face de escavação h_f , altura do nível freático h_0 e peso volúmico saturado do solo γ' .

Os coeficientes adimensionais F representam os números de estabilidade que são função do ângulo de resistência interna, das relações das variáveis geométricas H/D e $(h_0 - D)/D$ e do rácio entre γ_d/γ' .

Em que $\Delta h = (h_0 - h_f)$ e F_0 é o número de estabilidade para o peso do solo, dado por:

$$F_0 = \frac{1}{9 \tan \varphi'} - 0,05 \quad (78)$$

Esta expressão é válida apenas para ângulos de resistência interna do solo superiores a 20° ($\varphi' > 20^\circ$) e com uma relação entre a altura de cobertura do túnel H e o seu diâmetro D , maior que 1 ($H/D > 1$). O número de estabilidade do peso do solo depende do ângulo de resistência interna, mas não da profundidade H .

Gráficos de curvas de estabilidade

Anagnostou e Kovári apresentaram várias curvas para os valores de F dependentes da relação geométrica H/D e do ângulo de resistência interna. A Figura A.II.7 e as figuras seguintes dos coeficientes adimensionais foram obtidas considerando um rácio $\frac{\gamma_d}{\gamma'} = 1,6$, suficiente para casos práticos correntes.

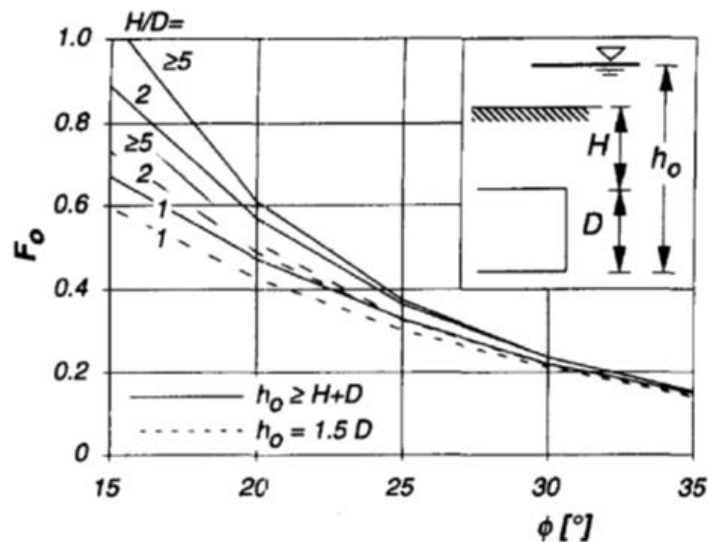


Figura A.II.7 - Curvas de estabilidade do coeficiente F_0 . (Anagnostou G., 1996)

O limite inferior corresponde a $\frac{H}{D} = 1$ e o limite superior a $\frac{H}{D} > 5$. Contudo o modelo da cunha de solo mostrou ser muito conservativo para ângulos de resistência interna inferiores a 30° em solos sem coesão. Para ângulos de fricção acima de 40° o número de estabilidade do peso do solo tende a aproximar-se de 0,1.

Considerando solos com coesão e com sobrecarga, chega-se à determinação do número de coesão F_1 da Figura A.II.8, que exprime o efeito da coesão na ausência de forças de percolação que não depende da altura do nível freático.

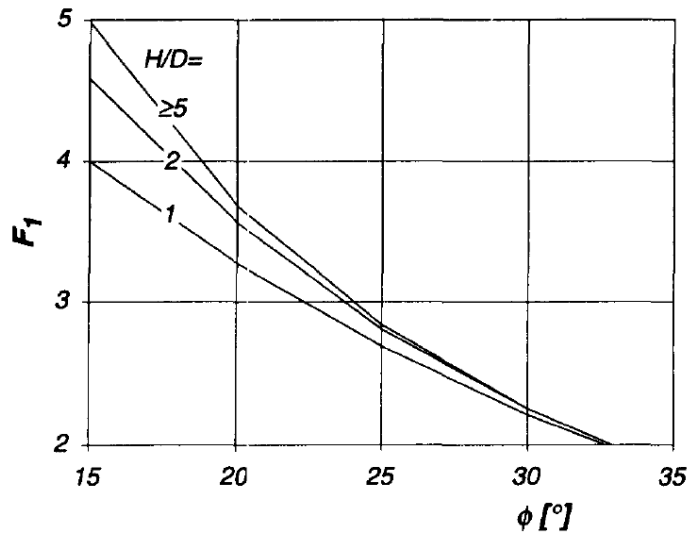


Figura A.II.8 - Curvas de estabilidade para o coeficiente F_1 . (Anagnostou G. , 1996)

O coeficiente F_2 da Figura A.II.9 expressa o efeito das alturas piezométricas na pressão de suporte, em solos sem coesão. As curvas de estabilidade expressas por F_2 estão representadas na Figura A.II.9.

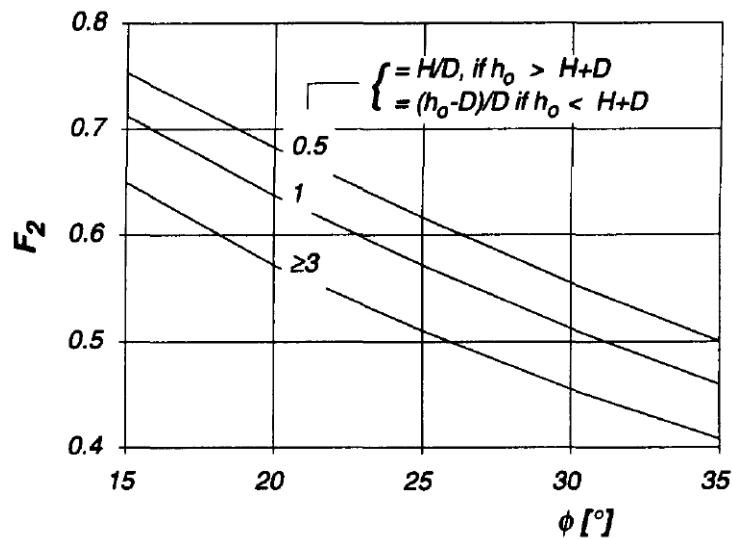


Figura A.II.9 - Curvas de estabilidade para o coeficiente F_2 . (Anagnostou G. , 1996)

O coeficiente F_3 da Figura A.II.10 exprime a relação entre a coesão e a diferença de alturas piezométricas. Depende da relação geométrica H/D e da posição do nível freático.

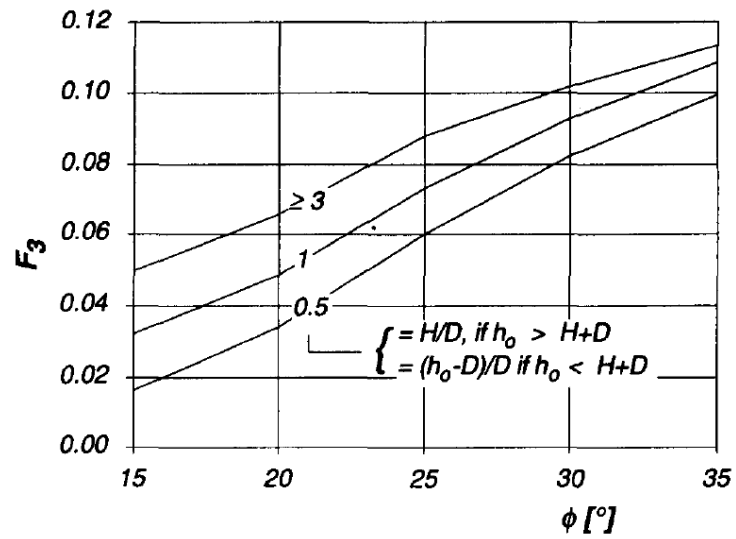


Figura A.II.10 - Curva de estabilidade do coeficiente F_3 . (Anagnostou G. , 1996)

A equação (78) e os gráficos acima fornecem um meio simples mas eficaz de caracterizar a pressão necessária a estabelecer na frente de escavação, num caso particular.